

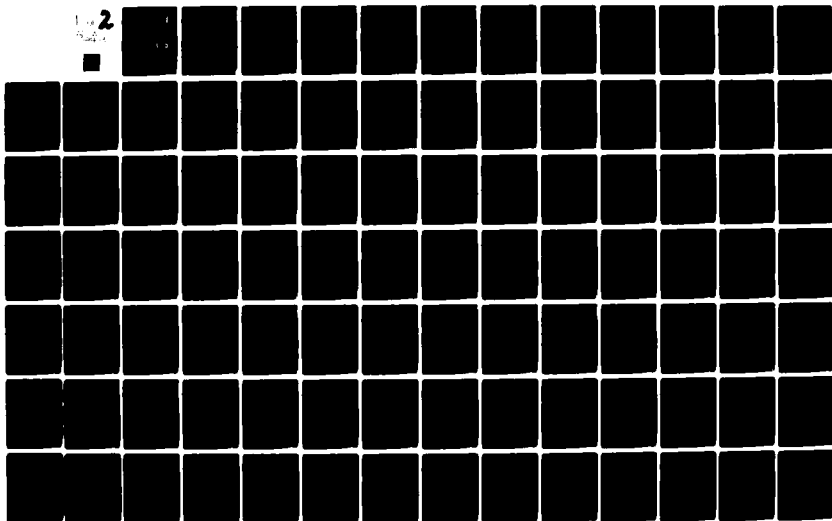
AD-A089 032

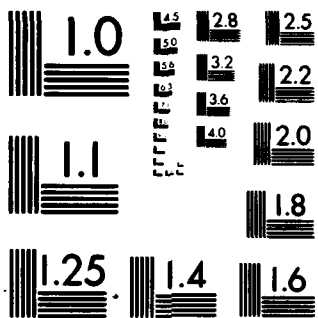
ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION VICKSBURG MS F/G 1 /13
MANUAL FOR CALCULATING THE SEEPAGE STRENGTH OF EARTHFILL DAMS.(U)
JUL 76 M P PAVCHICH

UNCLASSIFIED

NL

2





MICROCOPY RESOLUTION TEST CHART

NATIONAL BUREAU OF STANDARDS-1963-A

PHOTOGRAPH THIS SHEET

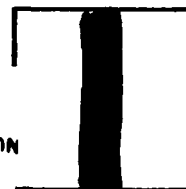
AD A089032

DTIC ACCESSION NUMBER



LEVEL

LIBRARY BRANCH
TECHNICAL INFORMATION CENTER
US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION
VICKSBURG, MISSISSIPPI



INVENTORY

MANUAL FOR CALCULATING THE SEEPAGE

STRENGTH OF EARTH FILL DAMS

Edited by

M. P. Pavchich
DOCUMENT IDENTIFICATION

DISTRIBUTION STATEMENT A

Approved for public release;
Distribution Unlimited

DISTRIBUTION STATEMENT

ACCESSION FOR	
NTIS	GRA&I <input checked="" type="checkbox"/>
DTIC	TAB <input type="checkbox"/>
UNANNOUNCED	<input type="checkbox"/>
JUSTIFICATION	
BY <u>Per DTIC Form 50</u>	
DISTRIBUTION / <u>on file</u>	
AVAILABILITY CODES	
DIST	AVAIL AND/OR SPECIAL
<u>A</u>	

DISTRIBUTION STAMP

DTIC
ELECTE
S SEP 12 1980 **D**
D

DATE ACCESSIONED

80 8 28 054

DATE RECEIVED IN DTIC

PHOTOGRAPH THIS SHEET AND RETURN TO DTIC-DDA-2

TC543

P38

US-CE-C

Property of The United States Government

\$90.40

MANUAL FOR CALCULATING THE SEEPAGE
STRENGTH OF EARTH FILL DAMS

Edited by
M. P. Pavchich

Translated from RUSSIAN for WES
by
Joint Publications Research Service

July 1976

LIBRARY BRANCH
TECHNICAL INFORMATION CENTER
US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION
YICKSBURG, MISSISSIPPI

AD A089032

TC 543
P38

UDC 624.137.034.9 : 626/627

MANUAL FOR CALCULATING THE SEEPAGE STRENGTH OF EARTHFILL DAMS

Leningrad RUKOVODSTVO PO RASCHETAM FIL'TRATSIONNOY PROCHNOSTI PLOTIN IZ GRUNTOVYKH MATERIALOV in Russian 1973 signed to press 1974 pp 1-60

[Book edited by M.P. Pavchich, All-Union Order of the Red Banner of Labor Scientific Research Institute of Hydraulic Engineering imeni B.Ye. Vedeneyev, Izdatel'stvo Energiya, 290 copies]

78535

ANNOTATION

[Text] The work is devoted, from a practical standpoint, to very important problems--the method of calculating random and normal seepage strength of earthfill dams and their foundations--the solution to which exerts a great influence on the basic dimensions of the structure, its strength and stability and the economics of its construction.

The principal purpose of the work is to give the engineers of planning and construction organizations modern methods of calculating and evaluating the seepage strength of earth structures under pressure, systematically presented and convenient for practical application.

FOREWORD

When planning and constructing earthfill or rockfill dams, a solution must be found to the problem of the seepage strength of the soil which forms the embankment and foundation of the dam. The basic dimensions of the structure and consequently, its cost, depend to a substantial extent on the solution to this problem.

The seepage flow in the embankment of the dam and its foundation determines the corresponding seepage forces exerted on the frame (solid phase of the soil). These forces, on the one hand, may contribute to a reduction in the general stability of the slopes of the dam or may cause so-called local seepage heaving, and on the other hand, these forces may cause seepage deformation of the soil frame, in the form of so-called piping and silting.

It is known that when dams are designed, safe seepage deformations (for example, safe piping), which cannot cause the destruction of the structure, must be discerned; at the same time, dangerous seepage deformations, which cause the destruction of the above-mentioned seepage strength of the earth must also be discerned; these deformations may lead to the total destruction of the structure. A study and analysis of the disasters at earth dams show that about 80 percent of the disasters occurred precisely because of a disturbance in the seepage strength of the earth of the embankment or foundation of the dam. This handbook on designing earth structures exposed to pressure does not deal with the problem of the general stability of earth slopes (for this problem see the "Instructions on Calculating the Stability of Earth Slopes," VSN [Departmental Construction Norms] 04-71, compiled by R.R. Chugayev on the basis of his scientific research). Only problems of the seepage strength of a dam in the above-explained sense are discussed below; calculation of the local seepage heaving is also explained to a certain extent.

According to the concept of R.R. Chugayev, adopted in SNiP [Construction Norms and Regulations [1] and the norms of the USSR MES [Ministry of Electric Power Plants] [14], and covered in detail in his works [2, 4], the following should be discerned in the problem of the seepage strength of earth:

a) The so-called random seepage strength, which cannot possibly be estimated, since it depends on the mechanics, and;

b) The so-called normal seepage strength, which may be calculated on the basis of the laws of mechanics, using previously known limiting and initial conditions.

Especially important in the practical respect is the problem of the random seepage strength of an earth structure, since it is on the basis of calculating this strength that the principal dimensions of earth structures must quite often be designated, for example, the length of the seepage paths, compared to the pressure exerted on the structure.

With respect to the normal seepage strength, on the basis of which the filter material of the structures, particularly, is often planned (which is, as we know, one of the most critical elements of a hydrauling engineering structure), the material given below uses the scientific research of A.N. Patrashev, M.P. Pavchich, G.Kh. Pravednyy and V.N. Zhilenkov [6, 7, 8, 9, 10, 11, 13].

The main purpose of this manual is to make available to practicing engineers modern methods of evaluating the seepage strength of earth structures exposed to pressure, systematically presented and convenient for practical application.

This "Manual for Calculating the Seepage Strength of Earthfill Dams," was compiled at the Laboratory of Hydraulic Engineering Earth Installations by G.Kh. Pravednyy, senior scientific associate, candidate of technical sciences.

PART 1.
GENERAL CONDITIONS

1.1 Range of Application

This "Manual" extends to the planning and construction of earth dams and is designed for checking the seepage strength of the cross sections (sections) of a dam.

The seepage strength of cross sections of a dam should be checked with regard to the design accepted for the dam, the geological structure of the foundation and the physical characteristics of the soil.

The definitive dimensions of the dam, as well as the shapes and dimensions of the underground contour of the dam should be substantiated by the appropriate calculations, including estimates of the seepage strength.

To be taken into consideration when estimating the seepage strength are:

1) The random seepage strength of the earth of the embankment of the dam and the earth of the foundation, which may be disturbed in some places, not known in advance, in the longitudinal section of the dam, for the following reasons: in the process of carrying out the work, by uneven settlement of the dam, and nonhomogeneity of the earth, not taken into consideration, etc., which may result in the formation of lateral movements (cracks) of concentrated seepage in the embankment of the dam or its foundation. On the basis of estimating the random seepage strength of the earth of the embankment of the dam and its foundation, the following dimensions are established for an earth dam: the length, which determines the placement of the drain for the downstream shell of the dam, the thickness of the core or facing shield, the impervious blanket, etc. This calculation should be made on the basis of the greatest possible pressure exerted on the structure, in accordance with the method (suggested by R.R. Chugayev) of the controlling pressure gradient J_k (as a certain characteristic pressure gradient for the entire seepage area or part of it). The foundation and embankment of the dam should be taken into consideration individually when making these calculations:

2) The normal seepage strength of the earth in the embankment of the dam and the earth of the foundation, which may be disturbed in a number of the spots known to be weakest in the cross section of the structure, for example: at the contact surfaces of the fine and coarse soils which form the foundation for the actual embankment of an earth dam; in the area where the seepage flow emerges into the tailwater, where there may be either seepage heaving of the earth or external or internal piping in the embankment of the earth dam or the soil of the foundation; when the seepage flow emerges into the filter layer of the drain or the transitional zone, etc. It is recommended that the normal seepage strength of the soil of the foundation of earth dams and their members be calculated according to the method given below.

If the seepage strength of the structure or its individual structural members is not guaranteed, appropriate engineering measures should be stipulated to strengthen the structure or its individual members.

1.2. Accepted Terms and Designations

It is recommended that the following terms and letter designations be adhered to.

Basic Terms

Seepage deformations of the soil--deformations of the solid phase of the soil, caused mainly by the forces of hydraulic action.

Dangerous seepage deformations--seepage deformations which may result in the destruction of the structure.

Safe seepage deformations--seepage deformations which in time cease and do not threaten the safety of the structure, among which are included, for example, negligible erosion or deposit of fine dusty soil particles, observed in the initial period of operation of earthen structures.

Piping--a change in the granulometric composition and structure of the soil, as the result of individual particles within the soil being shifted by the seepage flow, or being carried away, or the dissolving of the water-soluble salts contained in the soil, or their washing away, as a result of which the strength of the soil may be disturbed.

Mechanical piping--a breaking away or shift within the soil, or removal of individual particles of its mass, resulting from the action of the seepage flow.

Internal mechanical piping--a shifting, caused by the seepage flow, within the soil, of fine particles of it.

External mechanical piping--the removal by the seepage flow of individual particles of soil lying on the surface of the earth mass.

Dangerous mechanical piping--the breaking away, shifting and removal by the seepage flow of fine particles and particles of the framework of the earth in an amount which disturbs its strength.

Silt deposition--the depositing in the pores of the soil of fine particles carried by the seepage flow (internal silting) or their deposit on the surface of the earth mass (surface silting).

Contact erosion--the erosion of fine or cohesive (clayey) soil upon contact with coarse soil (or filter soil) due to longitudinal seepage.

Heaving (percolation)--the breaking away and shifting of a certain amount of soil, due to the combined force of hydraulic action.

Seepage strength of the soil--the capacity of the soil to resist the occurrence of dangerous seepage deformations of its framework (piping, contact erosion, peeling off of cohesive soil, seepage heaving).

Framework of the soil--the aggregate of its particles, receiving and transmitting the action of external forces which ensure the strength and supporting capacity of the soil.

Soil filler--particles located in the pores of the soil framework.

Piping soil--soil in which mechanical piping may occur and develop when the seepage rates exceed the critical rates.

Non-piping soil-- soil in which mechanical piping is impossible.

Contact area of soils--the area including the boundary of two adjacent soils differing in their granulometric composition, determined by the depth of the possible penetration of the particles of one soil into another.

Stratification of soil--the separation of coarse particles from fine ones, taking place in the transporting and pouring of the soil.

Peeling off of the soil--the breaking away from the mass of aggregates of particles of cohesive (clayey) soil in the contact zone (in the pores) of coarse soil or the soil of the filter material.

Drain--a device designed to intercept and lower the level or pressure of ground waters, and also to carry away, in an organized manner, the water which has seeped into the drain.

Filter material [reverse filter]--a layer of sandy-gravel-pebble and rubble soils or synthetic materials, protecting the non-rocky soil of the structures from mechanical piping, and in some cases also from seepage heaving.

Transitional zone--the transitional layer (layers) of soil material between the core (earth shield) and the fills of the dam, ensuring seepage strength for the core (shield), as well as the impermeability of the actual material of the transition zone into the pores of the material of the dam fill.

Water confining stratum--a practically water-impervious layer of soil, underlying the pervious foundation of the dam.

Letter Designations

- γ_T --volumetric weight of dry soil;
- Δ --specific gravity of material of soil particles;
- d --diameter of soil particles;
- $d_{10} \dots d_{17} \dots d_{60}$ --diameters of soil particles, the smallest of which in its composition may be present as 10...17...60% by weight;
- d_{c1} --diameter of (piping) particles of soil which may be carried away by the seepage flow;
- $\gamma_1 = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ --coefficient of variation in grain size of the soil;
- n --porosity of the soil (in portions of a unit);
- ϵ --coefficient of porosity';
- k --coefficient of soil seepage';
- D_0, d_0 --average size (diameter) of the seepage course (pores) in coarse and fine soils;
- d_0^{\max}, d_0^{\max} --diameter of the maximum seepage course (pores) in coarse and fine soils;
- W --moisture content of the soil, in %;
- W_T --flowability limit of the soil;
- W_p --build-up limit of the soil;
- W_p --plasticity number of the soil;
- G --coefficient of water saturation (moisture content) of the soil;
- γ_B --specific gravity of the water;
- ν --coefficient of kinematic viscosity of the water;
- g --acceleration of the force of gravity;
- J_{kp}, v_{kp} --critical pressure coefficient and seepage rate, at which mechanical piping occurs;
- $J_{доп}, v_{доп}$ --permissible pressure gradient and seepage rate (equal to the critical, divided by the safety factor);
- θ --angle between the directions of the seepage rate and the forces of gravity;
- χ --coefficient of inequality of distribution of particles in the soil, or the coefficient of piping localization;
- Re --Reynolds number;
- Z --pressure at the dam (difference in the water level lines of the headwater and tailwater; when there is no tailwater, $Z=h_B$);
- h_B, h_H --depth of the water respectively at the headwater and tailwater;

T --deepening of the surface of the water confining stratum under the surface of the foundation of the dam;
 h_1, h_2 --deepening of the surface of the confining stratum respectively under the water level in the headwater and tailwater;
 L_{yp} --horizontal distance between the water lines of the head and tailwater;
 δ --thickness of the almost impervious barrier (δ_s --shield, δ_a --core, δ_b --blanket...);
 J_k --active pressure gradient (piezometric gradient) controlling the random seepage strength of the structure in question;
 $(J_k)_n$ --permissible value of J_k .

Other letter designations are explained in the text.

PART 2
CALCULATING THE RANDOM SEEPAGE STRENGTH OF THE SOIL
OF EARTH HYDRAULIC ENGINEERING STRUCTURES
BY THE METHOD OF THE CONTROLLING PRESSURE GRADIENT*

2.1 General Conditions

Calculations of the random strength of the soil of a structure and its foundation should amount to determining the maximal permissible length of the seepage route in the earthen structure, compared to the pressure exerted on the structure, i.e., the determination of a length of the seepage route which eliminates the possibility of uncovering the courses of concentrated seepage.

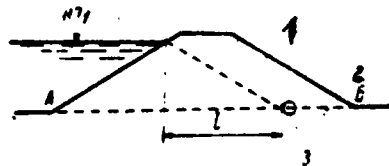


Figure 1. Diagram of an Earth Dam

1--embankment of the dam; 2--foundation of the dam;
3--drainage; A-B--conditional line of flow, separating
the seepage areas of the embankment and foundation of
dam; l --length determining the location of the drain

On the basis of calculating the random seepage strength of the soil, the main dimensions of the earth structure under pressure are established, such as: the length, l , determining the location of the drain of the downstream shell of the earth dam (Fig. 1); the thickness of the core or shielding face, and also of the blanket, the length of the blanket in front of the earth dam, etc.

* These calculations are made according to the method proposed by R.R. Chugayev, presented in his scientific works [2, 3, 4].

2.2 Fundamentals of Calculating the Random Seepage Strength. Permissible Controlling Pressure Gradients $(J_k)_d$

According to the method of the controlling pressure gradient, it is held that the random strength will not be disturbed on condition that [2]:

$$J_k < (J_k)_d \quad (1)$$

where J_k is a certain average pressure gradient for the entire seepage area under discussion, or for part of it, which controls the random strength of the given earth structure; $(J_k)_d$ is the permissible value of the controlling pressure gradient.

In calculating the random seepage strength according to the formula (1), separate consideration should be made of the embankment of the dam and its foundation (Fig. 1), located below the conditional horizontal line A-B, which separates the seepage area into the two parts mentioned above.

The permissible controlling pressure gradients $(J_k)_d$ should be taken: for the foundation of the earth dam, according to Table 1, and for the embankment of the earth dam--according to Table 2.

Table 1. Permissible Piezometric Gradients $(J_k)_d$ Controlling the Random Strength of the Soil of a Dam Foundation (approved SNiP 11-I, 12-67).

Foundation soil	Class of structure by durability			
	I	II	III	IV-V
Dense clay	0.70	0.80	0.90	1.10
Coarse sand, gravel	0.35	0.40	0.45	0.54
Loamy clay	0.32	0.35	0.40	0.50
Sand of average coarseness	0.22	0.25	0.28	0.35
Fine sand	0.18	0.20	0.22	0.26

Table 2. Permissible Piezometric Gradients $(J_k)_d$ Controlling the Random Strength of the Embankment of an Earth Dam and the Antiseepage Earth Fill of Rock-Earth-Fill Dams (approved SNiP 11-I, 4-73)

Soils forming dam embankment	Class of structure by durability			
	I	II	III	IV-V
Gravel-clay mix and clay	1.5	1.65	1.8	1.95
Loamy clay	1.05	0.15	0.25	1.35
Sand of average coarseness	0.70	0.80	0.90	1.00
Sandy loam	0.55	0.65	0.75	0.85
Fine sand	0.45	0.55	0.65	0.75

For soil facings, cores made of gravel-clay mix, clay and loam, in accordance with SNiP 11-1.4-73, "Earth Dams. Planning Norms," the numerical values of J_k should be taken as:

- a) For earthfill dams, $J_k = 4-10$;
- b) For rock-earthfill dams, $J_k = 2-6$;
- c) For the blanket, J_k should be not more than 10-12.

Calculations of the random seepage strength of the soil of earth dams made according to formula (1) are verificational in nature, and moreover, having a preliminarily outlined (or existing) section of the dam, we establish the values of J_k and $(J_k)_d$ for its embankment and foundation, and then check the given section in accordance with formula (1).

The value of J_k should be determined by means of the following methods [2]:

- 1) The method of separating the embankment of the dam from its foundation by a horizontal flow line; in this case, as was noted, J_k should be calculated separately for the embankment of the dam and for its foundation;
- 2) The method of the "straight line of the depression": this method should be used mainly to determine J_k with respect to the embankment of the dam;
- 3) Virtual methods and the method of the extended contour line; as a rule, this method should be used to determine J_k with respect to the foundation of the dam.

To be assumed as the estimated water level in the reaches are: in the headwater, NPU (normal supported level), and in the tailwater, the lowest water level.

Note. With a dry tailwater, the water level of the tailwater should be considered as coinciding with the surface of the bottom.

2.3. Determining J_k for the Embankment of the Dam.

1°. Uniform dam embankment. When discussing a uniform dam embankment (Fig. 2), we separate it from the foundation by a horizontal flow line A-B. After this, not being concerned with the water seepage in the foundation, we use the following methods to determine J_k for the dam embankment.

- a) If the drain of the downstream shell of the dam is in the form of a stone banquette (Fig. 2, a) or in the form of a pipe drain (Fig. 2, b).

In this case, we first make the vertical I-I at a distance equal to $0.4h_g$ from the headwater line, and the vertical II-II through the extreme lefthand point B of the drain (Fig. 2, a, b). Next to be fixed is point M of the

intersection of the vertical I-I with the water level of the headwater and point N of the intersection of the vertical II-II with the line O-O, made at the water level of the tail water. After this we derive the "straight line of the depression," MN, which controls the random strength of the soil of the dam embankment.

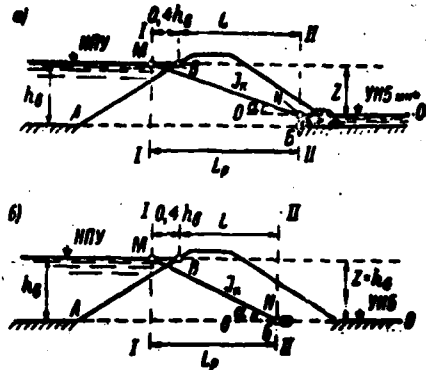


Figure 2. Theoretical Diagrams of Dams

a--uniform earth dam with stone banquettes;
b--same, with pipe drain.

The value of J_k in this case will be equal to

$$J_k = \frac{Z}{L_p} = \frac{Z}{L + 0.4h_H} \quad (2)$$

where α is the angle of incline of the line MN to the horizon; L_p --the estimated width of the dam; h_H --the depth of the water in the headwater; L --the horizontal distance between the water line of the headwater and the extreme left point of the drain (see Fig. 2).

b) If there is a sloping drain or no drain (Fig. 3). Here, in contrast to the preceding case, the vertical II-II is made at a distance of $0.4h_H$ from the water line of the tailwater.

The value of J_k is calculated from the formula

$$J_k = \frac{Z}{L_p} = \frac{Z}{L_p + 0.4h_H + 0.4h_H'} \quad (3)$$

where L_{yp} is the distance along the horizontal between the headwater and tailwater line; h_H is the depth of the tailwater.

When $h_H=0$, the "straight line of the depression" takes the form of a straight line MN' (Fig. 3).



Figure 3. Dam With Sloping Drain

J_k —controlling gradient if there is a sloping drain; J_k' —if there is no sloping drain.

- (1)—normal supported level
(2)—tailwater level

In this case the value of the controlling gradient will be

$$J_k' = \frac{h_p}{L_p'} \quad (4)$$

where L_p' is the space along the horizontal between points M and N'.

c) When the drain is placed relatively close to the headwater; there is no water in the tailwater (Fig. 4).

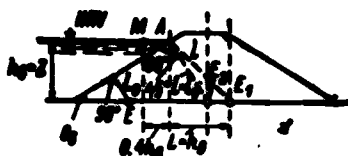


Figure 4. Dam With Interior Drain

E_1, E_2, E —drain locations

In this case, the value of J_k is determined in the following way: two paths, $A-E_1$ and $A-E_2$, should be drawn from point A of the actual water line in the headwater. Path $A-E_1$ makes an angle of 45° with the vertical; path $A-E_2$ makes an angle of 90° with the line of the slope.

- 1) If point E of the start of the drain lies to the right of point E_1 , then J_k will be determined according to the formula (2).
- 2) When point E of the start of the drain lies between points E_1 and E_2 , the value of J_k should be determined according to the formula:

$$J_k = \frac{h_2}{l}, \quad (5)$$

where l is the distance from point A of the actual water line to point E of the beginning of the drain.

3) If point E of the start of the drain lies to the left of point E_2 , the value of J_k should be determined according to the formula:

$$J_k = -\frac{h_2}{l_0}, \quad (6)$$

where l_0 is the length of the perpendicular dropped from the initial point E of the drain to the line of the upper slope.

2° The embankment of the dam with a core or shielding face. In this case two values should be determined for J_k : a) for the core $(J_k)_c$ or the shield $(J_k)_s$, and b) for the remaining part of the dam embankment $(J_k)_T$.

As a result of the corresponding seepage calculations [2, chapter 3; 5], the amount of drop of the free surface of the seepage flow at the core or shield is determined-- Z' (Fig. 5).

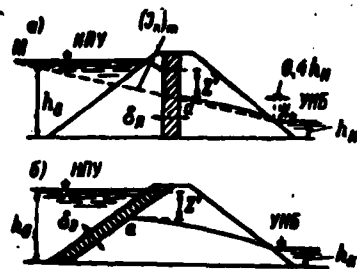


Figure 5. Dam With Core and Shield

Z' --drop of free surface of seepage flow;
 δ_c and δ_s --thickness of the core and the shield (average).

After this the value of $(J_k)_c$ or $(J_k)_s$ is determined according to the formulas:

$$(J_k)_c = \frac{Z'}{\delta_c} \quad \text{and} \quad (J_k)_s = \frac{Z'}{\delta_s}, \quad (7)$$

where δ_c and δ_s are the thickness of the core and the shield (average).

The values of J_k obtained pertain only to the lower part of the core or shield, i.e., the part placed below point a, shown in Figure 5; above this point the values of J_k will be lower.

If there is no water in the tailwater of the dam, the values of (J_k) and (J_k) conservatively will be:

$$(J_k)_n = \frac{h_2}{L} = (J_k)_t = \frac{h_2}{L}. \quad (8)$$

The value of $(J_k)_T$ in the structure of the core or facing should be determined as indicated in paragraph 1°, showing in Figure 5 (dotted line MN) the straight line of the depression MN through point a, and selecting point N as indicated in figs. 2-4 (depending on the type of drain).

2.4. Determining J_k for the Foundation of the Dam

1°. A uniform dam foundation; a dam without a cutoff.

To obtain the value of J_k for the foundation of the dam, the appropriate plotting should be done, using the method of an extended contour line [2, 4]. For this purpose we proceed in the following way (Fig. 6). We designate A and B as the extreme points of the base of the dam. We carry these points along the vertical respectively to the water level of the head- and tailwaters, and thus obtain points A_1 and B_1 . From points A_1 and B_1 , respectively to the left and the right we plot along the horizontal segments $0.44T_{pac}$ long and obtain points A_2 and B_2 . We connect these points with a straight line, A_2B_2 .

After this we outline the desired piezometric line for the base AB of the dam in the form of a broken line A_1abB_1 .

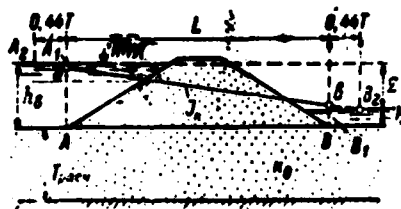


Figure 6. Dam Without a Cutoff on a Uniform Foundation

T_{pac} —deepening of the estimated confining stratum ($T_{pac} = 0.5L$);
 A_1abB_1 —piezometric line for the base of the dam AB ($ab = J_k$).

The line ab obtained gives the desired value of J_k for nonsloping drainage, which is equal to

$$J_k = \frac{Z}{L + 0.88T_{pac}}. \quad (9)$$

where L is the width of the embankment of the dam along the bottom; T_{pac} —the deepening of the estimated confining stratum, the value of which may be assumed equal to $0.5 L$, i.e., (Fig. 6):

$$T_{\text{расч}} = 0.5L,$$

(9')

if $T_{\text{действ}} < 0.5 L$, then $T_{\text{расч}} = T_{\text{действ.}}$

In the case of drainage different from the sloping, the length of the line AB, shown in Figure 2, a,b and in Figure 3, should be taken as the value of L in the formula (9).

2°. Uniform foundation; a dam with a partial cutoff. In this case (Fig. 7), as in the preceding (paragraph 1°), the method of an elongated contour line is used. Here, however, when plotting the elongated underground contour of the dam, turned to a horizontal straight line M'N', in addition to the length of the horizontal sections of the contour L_2 , the length of the vertical sections of the underground contour of the dam embankment is also taken into consideration.

$$L_2 = 2S. \quad (10)$$

When there is a blanket the size of L_2 increases to a value equal to the length of the blanket-- L_n .

Taking into consideration these additions, J_k is determined from the formula (9), where instead of L, the values $L_p = L_2 + L_k$ or $L_p = L_2 + L_n$ are substituted, i.e.

$$J_k = \frac{Z}{L_p^2 + 0.55T_{\text{расч}}}. \quad (11)$$

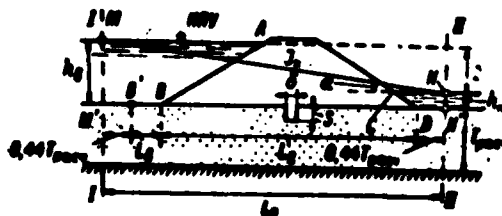


Figure 7. Dam With a Partial Cutoff on a Uniform Foundation

L_n --estimated horizontal length; S--depth of the cutoff;
 d --thickness of the cutoff.

Following from the above, to reduce the value of J_k in this case the depth of the cutoff S may be increased, or two cutoffs may be made, for example, from almost impervious soil.

The value of $(J_k)_3$ for the cutoff itself may be determined by using the indicated method, after determining the pressure at the left and right vertical edges of the cutoff. The difference in the pressures at the left and right edges of the cutoff should be divided into its actual width, *i.e.*, we obtain $(J_k)_3 = \frac{hR' - hR''}{\delta_3}$ (bearing in mind the lateral horizontal seepage of the water through the cutoff).

3°. Uniform foundation; a dam with a core and almost impervious cutoff, leading to the confinement stratum (Fig. 8). In this case, to determine the value of J_k of the foundation, the soil of the cutoff should be brought to the soil of the foundation.

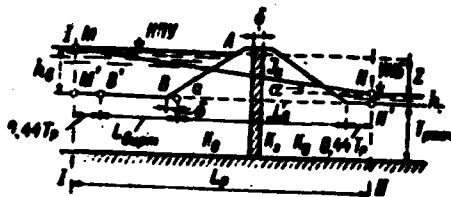


Figure 8. Dam With Core and Almost Impervious Cutoff, Leading to Confining Stratum; Uniform Foundation

k_0 --coefficient of seepage of the foundation soil; k_3 --coefficient of seepage of the soil of the cutoff.

For this purpose the first virtual method is used, when the water seeps across the layers [2].

In this case the virtual length (thickness) of the soil of the cutoff, with a coefficient of seepage of k_3 , is brought to the coefficient of seepage of the soil of the foundation k_0 , and may be determined from the condition:

$$L_{\text{vir}} = b_3 \frac{k_0}{k_3} \quad (12)$$

Therefore, the estimated length of the foundation of the dam will be equal to (Fig. 8): $L_p = L_0' = L_{\text{vir}} + 0.88T_{\text{est}}$.

The value of J_k for the foundation of the dam will be equal to

$$J_k = \frac{Z}{L_0' + L_{\text{vir}} + 0.88T_{\text{est}}} \quad (13)$$

From this data for the calculation, the value of $(J_k)_3$ may be determined for the soil forming the cutoff (paragraph 2°, end).

4°. Uniform foundation; the dam has a blanket (Fig. 9). In this case the pervious blanket l_k long is replaced by an absolutely impervious blanket l_n long.

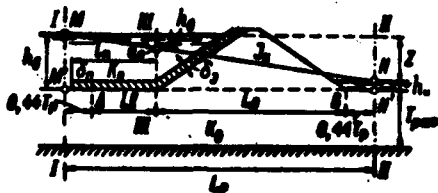


Figure 9. Dam With a Blanket on a Uniform Foundation

l_n —length of the blanket; l_n^0 —length of the shortened equivalent (impervious) blanket; h^0 —loss of pressure along the length of the entire foundation of the blanket

The value of l_n^0 is determined according to the chart in Figure 10. The value of T_r , indicated on the chart should be defined as the value of $T_{pacr} = 0.5 (l_n + L_0)$, where l_n is the length of the actual blanket; L_0 is the width along the bottom: this refers to the depth of the active seepage zone.

The given thickness of the designated blanket is determined from the relationship:

$$\delta_n = \delta_n \frac{k_0}{k_n}, \quad (14)$$

where δ_n is the thickness of the designated blanket; k_0 and k_n —the coefficients of seepage respectively of the foundation and the blanket.

Next, using the method of an extended contour line, we construct the piezometric line for the base AB (Fig. 9). For this, we draw a vertical I-I from point A for a distance of $0.44T_{pacr}$ to the intersection with the water line of the headwater and at a distance of $0.44 T_{pacr}$ from point B, the vertical II-II to the intersection with the water line of the tailwater. We connect points M and N obtained at the intersections to the "straight line of the depression," which is the piezometric gradient controlling the random strength of the soil of the foundation J_k .

Consequently, in this case the value of J_k will be (Fig. 9):

$$J_k = \frac{Z}{L_n} = \frac{Z}{L_n + l_n + 0.887 T_{pacr}}. \quad (15)$$

The distance from the NPU level to the fixed point a_0 on the vertical III-III, passing adjacent to the blanket toward the structure, equal to h_0 , accounts for a loss of pressure along the length of the entire foundation of the blanket.

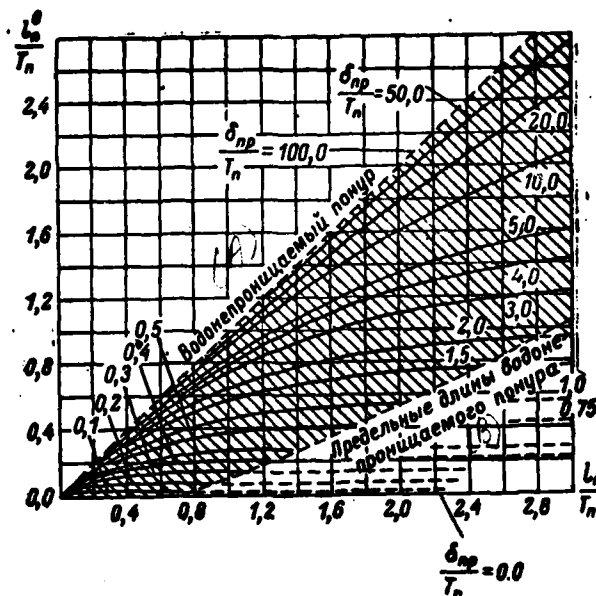


Figure 10. Chart of R.R. Chugayev To Determine l_n^0 -- the Length of the Shortened Equivalent (Impervious) Blanket

l -- length of the actual pervious blanket; T -- actual deepening of the confining stratum under the blanket base; δ_{np} -- given thickness of the blanket.
A -- impervious blanket; B -- maximum length of impervious blanket.

Knowing the value of h_0 , we find the maximum controlling pressure gradient for the soil of the blanket:

$$J_k = \frac{h_0}{\delta_n} \quad (16)$$

where δ_n is the thickness of the actual blanket.

5°. Nonuniform foundation. When the foundation is nonuniform, formed by the horizontal deposition of different soils, the seepage coefficients of which are not greatly separated, it is recommended that the following means of calculating be adhered to in evaluating the random strength of the foundation.

The value of the controlling pressure gradient J_k should be determined conventionally, as for uniform soil.

The value of $[(J_k)_d]$ nonuniform soil should, however, be reduced, assuming:

$$[(J_k)_d]_{\text{nonuniform soil}} = [(J_k)_d]_{\text{uniform soil}} \quad (17)$$

where γ is the coefficient of reduction (less than unity), the value of which should be assumed depending on the degree of nonuniformity of the adjacent fine and coarse soils and the danger of piping occurring.

Taking the above into consideration, the permissible controlling pressure gradient $[(J_k)_d]_{\text{uniform soil}}$ should be adopted in accordance with Table 1, for the finest composition of the soil, forming the foundation with regard to (3.3, paragraph 4°, a, b and 3.4).

2.5 Seepage in the Embankment of the Dam to the Bypass of the Cutoff (Not Finished on Top by a Core or Shielding Face)

If there is an extremely pervious underlying layer in the foundation of the dam, the layer is as a rule intersected by a cutoff, made, for example, from clayey material.

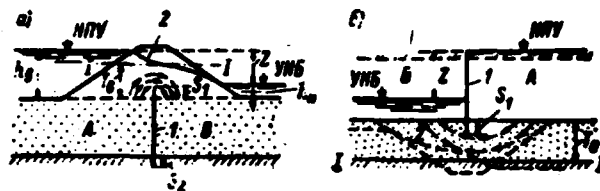


Figure 11. Dam With a Cutoff, not Completed at the Top by a Core or Shield

1--cutoff, intersecting the pervious underlying layer of the soil of the foundation; S_1 --deepening in the embankment of the dam; 2--curve of the depression.

In avoiding seepage to the bypass of the cutoff at the top (Fig. 11), this cutoff almost always is augmented by a core or diaphragm, going as far as the crest of the dam (Fig. 8, paragraph 3°).

In some cases the cutoff, obstructing the pervious foundation, does not reach the crest of the dam, and remains at a certain level in the dam embankment (Fig. 11).

In this case the seepage strength of the joint and the amount (S_1 size) of the deepening of the cutoff in the dam embankment must be evaluated.

The following procedure is used to solve the problems posed.

Disregarding losses of pressure in the layer of the foundation (resulting from the great perviousness of this layer), we assume that there is a pressure

in area A which corresponds to the pressure of the headwater, and in area B -- a pressure corresponding to the pressure of the tailwater.

Next, at approximately the level of the depression curve (above the cutoff), a horizontal I-I is made, considering that this horizontal is the lower surface of the confining stratum conceived, above this line.

Then the dam should be turned 180° downward at the crest (as shown in Fig. 11, b). The result is that we have replaced the diagram of Fig. 11, a by an analogous theoretical diagram, shown in Fig. 11, b.

The theoretical diagram presented in Fig. 11, b corresponds to the diagram of the underground contour in the form of a pure sheet pile, cut quite deeply into the soil.

In this case the maximal outer gradient J_{max} for the surface of the bottom of the tailwater is a value characterizing the entire seepage flow in general, i.e., the principal seepage area, which is of interest (excluding the sharp sheet piles) when examining the random seepage strength of the foundation.

Taking the above facts into consideration, the value J_{max} may be taken as the controlling gradient J_k for the pure sheet pile, i.e.

$$J_k = J_{\text{max}}. \quad (18)$$

The value of J_{max} (and consequently, also of J_k) is determined from the following formula [4]:

$$J_k = J_{\text{max}} = 0.318 \frac{Z}{S_1}. \quad (19)$$

If, calculated from the formula (19), $J_k \leq (J_k)_A$ for the given soil of the dam embankment, this indicates that the size of the cutoff S_1 is designated correctly.

Otherwise, the value of S_1 should be changed, and may be determined from the equation (19). In this case, in equation (19), instead of J_k , the value $(J_k)_A$ should be substituted for the given material of the dam, and it should be solved relative to S_1 .

The value of S_2 , shown in Fig. 11, a, may be determined by the above method.

PART 3
CALCULATING THE NORMAL SEEPAGE STRENGTH OF THE SOIL
OF THE DAM EMBANKMENT AND THE SOIL OF THE FOUNDATION

3.1 General Conditions

The seepage-piping strength of the soil (or the earth structure) is the term given to the capacity of the soil to withstand seepage deformations.

The seepage-piping strength of the soil, which may be disturbed in a number of places, known to be the weakest, in the cross section of the structure (dam), is called the local seepage strength.

The seepage deformations of the soil are also the term given to the deformations of its solid phase which arise chiefly by virtue of hydraulic action and result from piping, silting, contact erosion, heaving, etc.

A distinction should be made between safe seepage deformations, which cease in time and do not threaten the integral structure, and dangerous seepage deformations, which may lead to the destruction of the structure.

Safe seepage deformations (in the form of safe piping and silting) are always to a certain extent observed in a soil mass at the initial period of its development.

An analysis of the seepage situation in earth and rockfilled dams and their foundations (section 3.2) shows that if there is seepage, the seepage flow will interact with various elements of the dam and may create, given the appropriate hydrodynamic conditions, corresponding seepage-piping deformations, mentioned in section 3.2.

The seepage-piping strength of any element of the dam (blanket, core, shoring, drainage, etc.) depends mainly on the value of the acting pressure gradients (Fig. 12) and on the seepage-piping properties (extent of piping, cohesiveness, granulometric composition, etc.) of the soil.

Consequently, in order to avoid disturbing the seepage-piping strength and the stability of any element of the dam, and consequently the structure as a whole, the following basic condition should be fulfilled:

$$J_{\Phi\Pi} < J_{\text{доп}}$$

(20)

where $J_{\Phi\Pi}$ is the pressure gradient in the area of the dam element under discussion or in its foundation (Fig. 12); $J_{\text{доп}}$ is the permissible pressure gradient for the given specific case:

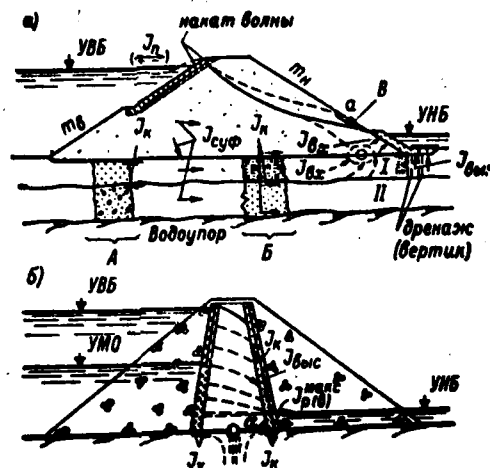


Figure 12. Possible Seepage-Piping Deformations in Earth and Rockfill Dams and Their Foundations.

a--uniform dam on a stratified foundation; b--rockfill dam on a rock foundation; $J_{\text{суп}}$ --gradient of piping in the dam embankment, in the soils of the foundation; $J_{\text{к}}$ --heaving gradient of the contact erosion (embankment of the dam-foundation; between the layers of the foundation; rock-soil of the dam foundation, etc.); $J_{\text{вск}}$ --heaving gradient of the soil; $J_{\text{вх}}$ --input gradient of the seepage flow to the drain; $J_{\text{вп}}$ --pulsation gradient in the seepage preparation (from the rise and fall of the wave); B--area of local soil heaving if the depression curve emerges on the slope; A--junction of the cohesive and noncohesive soils of the foundation; $J_{\text{вс}}^{\text{max}}$ --estimated (maximum) outcrop gradient at the water level of the tailwater; α --angle of incline of the lower slope of the core to the horizon; 1--run-up of wave; 2--confining stratum; 3--drain (vert.); 4--headwater level; 5--tailwater level.

Here $J_{\text{доп}}$ should be less than $J_{\text{кп}}$, in consideration of the safety factor, $k_{\text{зап}}$ i.e.

$$J_{\text{доп}} = J_{\text{кп}} \frac{1}{k_{\text{зап}}} \quad (21)$$

It follows from the above that a disturbance in the seepage-piping strength may take place if the conditions (20) and (21) are not observed.

Guided by the above conditions, one should in each specific case:

- a) Establish the principal forms of seepage-piping deformations, which may occur in the process of seepage in the given structure and its structural members under the given specific conditions;
- b) Determine their quantitative values, which should be the initial data and criteria in evaluating the soil material and in planning the designs and dimensions of the antiseepage devices.

In general the following basic problems should be solved:

- a) Determining the geophysical and theoretical characteristics of the soil of the earth structure and its foundation being discussed;
- b) Determining the piping tendency (lack of piping tendency) of the soils under consideration;
- c) Determining the critical (local) gradients of piping, contact erosion, heaving, outcropping, etc.;
- d) Determining the dimensions of the piping particles (d_{cl}) of the soil, and the number of them, removed by the seepage flow, depending on the amount of the active pressure gradients;
- e) Establishing the permissible and theoretical pressure gradients and the permissible percentage of removal from the soil under discussion of fine piping particles, the removal of which does not disturb the strength and stability of the members of the structure as a whole.

When the seepage-piping strength of the structure or its individual structural elements is not ensured, appropriate efficient engineering-structural measures should be outlined and carried out to strengthen the planned or existing structure or its individual elements, so that its reliability and durability are ensured both in the period when it is put into operation and in the process of its further prolonged operation.

3.2 Basic Types of Seepage Deformations in Earth- and Rockfill Dams

Figure 12 shows the cross sections of earth- and rockfill dams, from which it follows that, depending on the structure of the dam and its members, the composition of the soil of the dam embankment, and on the soil of the foundation and its construction, given the effect of seepage flow on the structure, there may be (with certain hydrodynamic conditions) corresponding seepage-piping deformations in both the embankment of the dam itself and in its foundation, and in the individual structural members.

The following types of seepage deformations of the soil may occur in earthen hydraulic engineering structures.

1) Piping of the soil of the embankment of the dam and the soil (soils) of the foundation, Fig. 12, a-- J_{cy} (see section 1.2--piping).

In the process of piping (interior) the soil of the dam embankment or the soil of the foundation may also be silted, when the fine particles, moving in the pores of the soil, are not carried through the mass of the soil, but are deposited in some area of the soil mass.

Piping may occur at the contacts of coarse and fine soils--contact piping (see Fig. 12, a, J_{cy} slanted arrow).

In this case both contiguous soils may also be nonpiping soils. Given certain relations between the granulometric compositions and the hydrodynamic conditions, however, the contact between them may be characterized by great seepage deformations.

To establish the presence and determine the amount of seepage-piping deformations:

a) The degree of piping of the soils of the embankment and foundation of the dam should be established, i.e., it should be established whether the given soils are piping or nonpiping soils (see 3.3, paragraph 2°);

b) If it turns out that the soils are piping soils, the value of the critical piping gradients J_{cr} should be determined and compared with those in the given structure [taking into consideration (20), (21) and 3.3, paragraph 3°], i.e., it should be established whether in the given case for the structure the piping and seepage deformations are dangerous or safe;

c) The problem should be solved as to the need for taking appropriate engineering measures to ensure the seepage strength of the structure.

2) The contact erosion of the soil of the dam embankment (core) and the soil of the foundation, Fig. 12, a, b-- J_k .

In hydraulic engineering structures and their foundations, contacts may be encountered between the fine and coarse soils. For example, the soil of the embankment of the dam and the soil of the foundation, between the layers of the foundation soils (Fig. 12, a-- J_k), the soil of the core of the dam and the soil of the first layer of the filter of the transition zone (Fig. 12, b-- J_k).

The following types of contact erosion should be distinguished:

a) Fine soil--coarse soil;

b) Clayey (cohesive) soil--coarse soil;

c) Fine or clayey (cohesive) soil--fissured rock (Fig. 12,a,b, see area A and B).

Due to the action of the seepage flow proceeding in the coarse soil or in the fissured rock of the foundation (Fig. 12,b), with the appropriate hydrodynamic conditions and coarseness of the granular compositions, the fine soil may undergo contact erosion, as the result of which seepage deformations may take place in the contact zone, and in some cases, significant, and dangerous for the strength and stability of the structure.

In this case the intercontacting soils should be checked for the possibility of contact erosion, taking into consideration the given hydrodynamic conditions, so that the value and size of the possible deformations may be established, and the appropriate measures may be outlined for their prevention (or elimination), if there is need of this (see 3.3, paragraph 4°).

3) Local seepage heaving of the soil, when a certain amount of soil may break away and shift due to seepage forces (Fig. 12,a-- $J_{B\&M}$ or at point a).

This type of seepage deformations may occur in the practical work of hydro-engineering construction when the dam is situated on a relatively thin layer of clayey or almost impervious soil, and under the layer of clayey or almost impervious soil there is a sandy layer with relatively high perviousness, Fig. 12,a: layer I--clayey, layer II--sandy.

If there is no drain at the downstream shell of the dam, or when the drain of the downstream shell of the dam has silted up (or become clogged during the runoff of water along the slope), the depression curve can be wedged out at the lower slope (Fig. 12,a; point "a"). In this case local seepage heaving may take place in the "B" zone due to the seepage forces.

In the first case, in accordance with the hydraulic engineering conditions of the seepage flow at the foundation of the structure (taking into consideration the acting pressure gradients), the possibility (impossibility) of such deformations should be established and appropriate measures outlined to eliminate them, if necessary.

In the second case, either the declivity of the slope should be increased, or the surface of the slope covered with a pervious overload (see section 3).

4) Deformations of the soil in the drain area, with the seepage flow entering the drain, Fig. 12, a-- J_{BX} (drain pipe shown by a dotted line).

In this case, when the triangle of the drain pipe and the thickness of the sloping drain are not big enough, and there are concentrated gradients of the seepage flow entering the drain, and in some cases due to incorrectly (or carelessly) planned (chosen) first layer of the filter, the soil of the dam embankment and of the foundation may be carried off into the drain triangle, which may cause inadmissible settling and silting, and in some cases a breakdown.

In this case the size of the prism of the (piped) drain, the thickness of the layer (layers) of the sloping drain and the granulometric composition of the first layer of the filter should be planned so as to eliminate these deformations (see section 3.6).

5) Deformations of the soil of earth slopes due to the action of waves on the slope (Fig. 12, a--J). With the rise and fall of waves on the slope of the structure with a stone or reinforced concrete cover, installed on the filter preparation, pulse seepage occurs in the layer of the filter preparation, due to which the strength of the filter preparation may be disturbed, and the stability, consequently, of the slope itself.

To avoid the undesirable consequences, the planned (chosen) filter preparation should be checked under working conditions with pulse seepage, taking into consideration its granulometric composition of the soil and the slope of the given structure (see section 3.7).

6) Deformations of the soil of the blanket, shielding face and core. When planning impervious devices to prevent disturbance of the seepage strength and inadmissible deformations of the soil of the blanket, shield, and core, the following should be taken into consideration:

a) The thickness of the blanket, shielding face and core should correspond to the hydrodynamic conditions and requirements imposed on the soil of the impervious devices;

b) the soil of the foundation under the blanket should be of a granulometric composition which will ensure the seepage strength of the blanket, and for the shield and core of the dam on the lower side, either run-of-bank soil or filter with a granulometric composition ensuring the seepage strength and stability of the face and the core should be selected and laid in place.

The above conditions should be taken into consideration in accordance with section 3.8.

7) Deformations in the zone where the core (shield) of the dam comes into contact with the foundation. In the area of contiguity of the material of the core (shield) and the fissured rock of the foundation, the concrete base or the concrete plug (laid in a river bed), deformations of the soil of the core (shield) may occur, which will disturb its seepage strength: contact seepage, erosion of the soil of the core along the existing cracks of the rock of the foundation or the cracks formed in the foundation when the structure is being operated.

3.3 Methods of Calculation To Determine Seepage Deformations of the Soil

Seepage deformations of the soil, accompanied by a disturbance of its solid phase, are caused mainly by the forces of hydraulic action, which also result in disturbing its strength.

It is recommended that their quantitative (numerical) values, which should be the initial data and criteria in evaluating the soil material and in designating the dimensions and structural elements of the impervious devices, be determined according to the method given below.

1°. Determining the principal geophysical and estimated characteristics of soils. To determine the seepage-piping properties of the soils of a planned (or existing) structure, and its foundation, their geophysical and estimated characteristics should be known, and they should include:

The granulometric composition of the soil, indicating the sizes of the following, estimated fractions: d_{\min} , d_3 , d_{10} , d_{17} , d_{60} , d_{100} , mm;

The volumetric weight of the soil, γ_{ck} , g/cm³;

The specific gravity of the soil particles, Δ , g/cm³;

The porosity, n ;

The coefficient of variation in grain size, $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$;

The coefficient of seepage k , cm/sec.

For cohesive soils (loams and clays), in addition:

The content of clayey particles, $d \leq 0.005$ mm, %;

Moisture content (natural), W ;

Flowability limit, W_T ;

Build-up limit, W_p ;

Plasticity number, W_n .

The above characteristics of the soil of a structure or its foundation are the theoretical parameters for each soil, when its seepage-piping properties are determined (piping, critical piping gradients, contact erosion, etc.), and should be summarized and best describe the composition of the given soil.

2°. Determining the piping capacity (nonpiping capacity) of soils and the percent of removal of piping particles*. To solve the problem as to whether the given soil is apt to pipe or not, the following method of calculation is recommended.

* Evaluation of the soil according to geometric criteria (without taking into consideration the hydrodynamics of the seepage flow, which should be taken into consideration in each specific case of operating the structure).

a) From the given parameters (section 3.3, 1°) of the soil being studied, the diameter of the maximal seepage pores in the soil, d_0^{\max} , is determined from the following relationship of M.P. Pavchich [6]:

$$d_0^{\max} = 0.455x \sqrt{\frac{n}{1-n}} d_r \quad (22)$$

where x is the coefficient of nonuniformity of the distribution of the particles in the soil or the coefficient of localization of the piping:

$$x = 1 + 0.05\eta \quad (23)$$

$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ is the coefficient of variation in grain size of the soil; n --the porosity (in proportions of a unit); d_{17} --the diameter of the particles which are found as 17% in the soil and less (by weight).

b) The maximal size of the particles which may be carried away by the seepage flow from the given soil (given the hydrodynamic conditions determined) is determined by the following ratio:

$$d_{cl}^{\max} = 0.77 d_0^{\max} \quad (24)$$

If it turns out that the maximal size of the piping particles, d_{cl}^{\max} , determined from equation (24), is less than the minimal size of the particles of the soil, d^{\min} , i.e.

$$d_{cl}^{\max} < d^{\min} \quad (25)$$

this soil should be regarded as piping soil. All the particles with a coarseness less or equal to d_{cl}^{\max} may be carried off from this soil if the seepage rate (pressure gradient) is greater than the critical v_{kp} (J_{kp}).

c) Practical experience shows that if the finest unattached particles of the soil are carried off in an amount of not over 3-5% by weight, the soil strength is not disturbed.

Consequently, if $d_{cl}^{\max} < 3\%$ (5%) by weight, this soil should be considered as practically nonpiping soil.

d) Cohesive (clayey) soils which have a molecular bond between individual particles and their aggregates, with a plasticity number of $W_n \geq 5$, are non-piping.

e) The maximum possible percentage (%) of piping particle removal from piping soil according to geometric criteria (disregarding the hydrodynamic conditions) is determined in the following way.

We find the maximum size of the piping particles, d_{cl}^{\max} , calculated from the equation (24) on the chart of the curve of the granulometric composition of the soil and the unknown maximum percent of removal (on the axis of the ordinates).

f) If two nonpiping soils (section 3.2, 1)--coarse and fine--come into contact (Fig. 12,a; J --slanted arrow), in these cases there will be no seepage deformations^{pip} if these two contiguous soils, with respect to granulometric compositions, satisfy the following condition:

$$\frac{D_0}{d_3} < 2.4, \quad (27)$$

where D_0 is the average size of the diameter of the seepage pores of the coarse soil

$$D_0 = 0.455 \sqrt[3]{\frac{n}{1-n}} D_m; \quad (28)$$

the letter designations are the same as in equation (22); d_3 --the size of the particles contained in the fine soil in an amount of 3% and less by weight.

If condition (27) is not satisfied, contact piping may take place.

To prevent contact piping--seepage deformations--the plan should stipulate the appropriate measures (for example, placing a transitional layer of soil on the contact), to ensure its seepage strength.

3°. Determining the critical piping gradients and rates. Mechanical piping will develop in sand-gravel-pebble (or rubble) piping soils if the pressure gradient or seepage rate in them are greater than the critical, i.e., $J > J_{kp}$ or $v > v_{kp}$.

In such cases all the piping particles, d_{cl} (from d_{cl}^{\max} and less), may be carried off from the mass of the soil (not protected by a filter), given certain hydrodynamic conditions.

It must be borne in mind, however, that in earth structures (dams, dikes, etc.), made of piping soil and on a foundation made of piping soils, the hydrodynamic conditions for seepage flow may occur, in which even the finest of its piping particles will not be carried away from the given piping soils because there are no pressure gradients (general and local) greater than the critical in value in the structure and its foundation to cause the removal.

In such cases it should be considered that even though these soils with respect to geometric criteria are piping soils, for the given specific hydrodynamic conditions they are practically piping-proof, and dangerous piping processes and piping deformations will not develop in them.

Consequently, in order to determine the degree of seepage-piping strength of a soil (the soil of a structure or of the foundation), one must know:

- a) The hydrodynamic seepage flow which will affect the soil under discussion;
- b) The critical rates or gradients of removal, the value of which chiefly depends on the size (coarseness) of the piping particles removed, d_{ci} (as well as on the coefficient of soil seepage, porosity, the nature of the location of the piping particles in the pores of the soil, etc.).

The hydrodynamics of the seepage flow are determined either by seepage calculations or by the EGDA [electrohydrodynamic analogy] method, and the critical rates or critical pressure gradients for the piping soil analyzed are determined from the formulas given below.

The critical pressure gradient (J_{kp}), with respect to mechanical piping, in which the piping particles d_{ci} may be removed from the mass of the soil, starting with d_{ci}^{max} and less, is determined from the following ratio of A.N. Patrashev [6]:

$$J_{kp} = \eta_{ci} \sqrt{\frac{n_r g}{\nu k_\phi}} \quad (29)$$

where

$$\eta_{ci} = 0.60 \left(\frac{J_c}{J_0} - 1 \right) f_\theta \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right) \quad (30)$$

$$f_\theta = 0.82 - 1.8n_r + 0.0062(n_r - 5); \quad (31)$$

d_{ci} -- the diameter of the piping particles, starting from d_{ci}^{max} and less, in cm; n_r -- the porosity of the soil (in proportions of a unit); g -- accelerations of the force of gravity ($g = 981 \text{ cm/sec}^2$); γ_r -- the volumetric weight (frame) of the soil, in g/cm^3 ; $\gamma_B \approx 1 \text{ g/cm}^3$ -- the volumetric weight of the water; ν -- the coefficient of kinematic viscosity of the water, in cm^2/sec ; θ -- the angle between the directions of the seepage rate and the forces of gravity; $\eta_r = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ -- the coefficient of variation in grain size of the soil; k_ϕ -- the coefficient of soil seepage, in cm/sec .

If the coefficient of soil seepage, k_ϕ , is not known, it may be determined by the experimental ratio of M.P. Pavchich:

$$k_\phi = \frac{\eta_1}{\nu} \sqrt{\frac{n_r^2}{(1 - n_r)^3 d_{17}^2}} \quad (32)$$

where η_1 -- the coefficient considering the shape and irregularities of the soil particles; according to the data of G. Kh. Pravednyy, it is recommended that: $\eta_1 = 1$ for sand-gravel-pebble soils; $\eta_1 = 0.35$ for rubble soils; d_{17} -- the diameter of the soil particles of which less than 17% by weight are contained in the composition, in cm.

Substituting in formula (29) various values of d_{c1} and other parameters of the soil being analyzed, it becomes possible to determine the value of the practical removal gradient (J_{kp}) for each given size of the piping particles with a diameter of $d_{c1} \leq d_{kmax}$, as well as the value of the percent of removal of these particles (3.3, paragraph 2°, d) for which the value of J_{kp} was determined, which makes it possible to evaluate the degree of piping and seepage strength of the given soil.

In order to avoid mechanical piping and disturbance of the soil strength, the condition (20) should be observed, i.e., the acting pressure gradient in the soil, J_d , should be less than the critical piping gradient, J_{kp} , for the given soil ($J_d < J_{kp}$).

The critical piping rate. To determine the critical piping rate, at which the maximum equilibrium of the piping particles d_{c1} in the soil is disturbed, the formula of A.N. Patrashev should be used [6]:

$$v_{kp} = \gamma_{sat} \sqrt{\frac{k_{r0} - k_p}{\gamma}} \quad (33)$$

where the letter designations are the same as in formula (23).

4°. Determining the critical gradients and rates of contact erosion of noncohesive and cohesive (clayey) soils. As was shown in (3.2, paragraph 2), in hydraulic engineering structures, contacts may be encountered between fine and coarse soils (Fig. 12,b).

Figure 13 shows the types of contacts which may occur in hydraulic engineering structures and their foundations.

The intercontacting soils should be checked under the condition of the possible erosion of fine (or cohesive) soil by the seepage flow taking place in the coarse soil or the fissured rock of the foundation ($k_{cr} > k_r$).

For this purpose the critical gradient of the contact erosion, J_{p03} of fine (or cohesive) soil should first be determined, and its value mainly depends on the ratio of the coarseness of the fractions of the grain compositions of the soils coming into contact.

Then the value obtained, J_{p03} , should be compared with the specific hydrodynamic conditions of the seepage flow in the given structure or its member (for example, in the first layer of the transitional zone of the core of a dam, or in the foundation of the structure), in order to establish whether there is erosion of the contact zone and seepage deformations.

The determination of the value of J_{p03} for noncohesive and cohesive (clayey) soils, depending on the coarseness of their granular compositions, is given below.

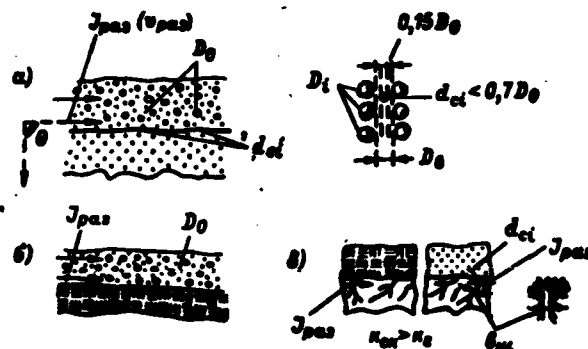


Figure 13. Contact Erosion of the Soil

a--coarse soil--fine soil; b--coarse soil--clayey soil; c--fissured rock--clayey or fine soil; θ --angle between the directions of the rate of seepage and the force of gravity; D_0 --average diameter of the seepage pores of coarse soil; d_{c1} --diameter of (piping) particles of fine soil which may be removed by seepage flow upon contact erosion (when $J > J_{pas}$).

a) Determining the critical gradients (rates) of contact erosion of non-cohesive soils.

If two different noncohesive soils (or soil and fissured rock) come into contact with each other, the critical gradient of erosion of the fine soil and the size of the particles carried away with a diameter of $d_{c1} \geq 3\%$ are determined by the experimental ratio of G.Kh. Pravednyy:

$$J_{pas} = \frac{1}{V_n} \left(2.3 + 15 \frac{d_{c1}}{D_0} \right) \frac{d_{c1}}{D_0} \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right). \quad (34)$$

with the ratio of $\frac{d_{c1}}{D_0} < 0.7$, Fig. 13,a; with the ratio $\frac{d_{c1}}{D_0} \geq 0.7$, the erosion and removal of fractions of fine soil are impossible; θ , d_{c1} and θ --the designations are the same as in formulas (30) and (32).

The average diameter of the seepage pores of coarse soil, D_0 , is determined by the ratio (28).

* When fine, unbound particles, $d_{c1} \leq 3\%$ are removed, the soil strength is not disturbed; therefore, the value of the critical erosion gradient, J_{pas} , should be determined with the removal of fine fractions, the size of which is $d_{c1} \geq 3\%$, i.e., $d_{c1} \geq d_{3\%}$.

When the critical gradient of erosion of fine soil on contact with fissured rock is determined (Fig. 13,b), the ratio (34) may be used; except, however, that instead of D_0 in the given ratio (34), the value (predominant size) of the width of the cracks in the rock b_{μ} and $\phi_1 = 0.35-0.40$ should be substituted.

Formula (34) is justified if the Reynolds number, Re , pertaining to the average diameter of the seepage course in coarse soil, D_0 :

$$Re = \frac{k_{\phi} J_{p23} D_0}{\nu} < 20, \quad (35)$$

where k_{ϕ} --the coefficient of seepage of coarse soil, is determined from the ratio (32), or k_{ϕ} --the coefficient of the rock seepage; D_0 --is determined by the ratio (28)¹⁰; ν --the coefficient of kinematic viscosity of the water.

Note. When $Re > 20$, the formula (34) can be used only for rough estimates, or J_{p23} should be determined by experiment.

The critical erosion rate, v_{p23} , on contact: fine soil--coarse soil (or fissured rock) may be determined according to the ratio:

$$v_{p23} = k_{\phi} J_{p23}, \quad (36)$$

where k_{ϕ} is the same as in the ratio (35); J_{p23} --is assumed in accordance with the ratio (34).

b) Determining the critical gradients of the contact erosion of cohesive (clayey) soils.

When contacts may be encountered between cohesive (clayey) soil and coarse material (Fig. 13, b,c), or with fissured rock, the cohesive soil may undergo erosion.

The value of the critical gradient of erosion, J_{kp} , with contact seepage is: cohesive (clayey) soil with a plasticity number of $W > 5$, coarse soil (or fissured rock), may be determined from the experimental ratio of G.Kh. Pravednyy:

$$J_{kp} = \frac{1}{\sqrt{D_0^{\max}}} - 0.75, \quad (37)$$

where D_0^{\max} --in cm--is determined from the ratio (22) for coarse soil, with $D_0^{\max} \leq 1.8$ cm (when $D_0^{\max} > 1.8$ cm will cause the scaling of cohesive soil in the pores of coarse material and contact erosion, when $J > 0$).

This ratio (37) may be used to determine J_{kp} on contact: cohesive soil--fissured rock (Fig. 13,c). In this case, instead of D_0^{\max} , in the ratio (37) the maximum value of the width of the cracks in cm should be substituted.

3.4. General Instructions for Calculating the Seepage-Piping Deformations of Soils (from 3.3, paragraphs 2°, 3°, 4°).

On the basis of the calculations made (3.3, paragraphs 2°, 3°, 4°), for clearness, the results of the calculations for each soil analyzed may be shown in the form of Table 3, from which can be seen:

Table 3

Soil

d_{ci} , mm	J_{kp} (J_p)	% removal	Note
d_{ci}^{max}	
.	
.	
d_{ci}	> 3%	

The size of the diameters of the piping particles from d_{ci}^{max} to $d_{ci} \leq 3\%$, the critical gradients of removal (or erosion), corresponding to the given coarseness of the piping particles and the percent of their removal.

It thus appears possible to establish the limits of the local critical gradients of the pressure of the mechanical piping, J_{kp} , and the contact erosion, J_{pa3} , at which the removal of the fine fractions should be $d_{ci} \leq 3\%$, since, depending on this value, the permissible piping or contact erosion gradients (taking into consideration the safety factor) should be established for the given soil, i.e., the conditions (20) and (21) should be fulfilled:

$$J_{\phi n} \leq J_{non} = \frac{1}{k_{3an}} J_{kp}$$

where $J_{\phi n}$ is the pressure gradient in the area of the element of the dam under discussion, or its foundation, with which the seepage strength of the soil is ensured; k_{3an} is the safety factor (which is established depending on the category of the structure with respect to durability, danger of piping occurring, and other conditions).

This method may be used in determining the permissible controlling pressure gradient $(J_k)_{non}$ in the case of nonuniformity of the foundation of the structure formed by horizontal stratification of the individual soils (see 2.5, paragraph 5°).

As the result of calculations made according to the method shown in (3.3, paragraphs 2°, 3°, 4°), J_{non} is determined for each layer of soil forming the foundation, and for the least value of J_{non} as the most dangerous with respect to piping (interior and at the contacts), taking into consideration Table 1, the corresponding value of $(J_k)_{non}$ is assumed.

3.5 Determining the Destructive Heaving Gradients of the Soil and Measures to Combat Local Seepage Heaving

1°. Mathematical formulas to solve problems related to soil heaving.

a) In an upward seepage flow, seepage heaving of the soil (breaking away and shifting of a certain amount of soil) may take place due to suspending and seepage forces, i.e., if in any area the vertical components of the hydrodynamic forces exceed the critical values and are not balanced by the forces preventing heaving, the soil may heave.

The forces preventing heaving are the weight of the foundation soil and the weight of the overload (drainage).

Consequently, the principal measure to combat soil heaving is overloading it with a layer of drainage material.*

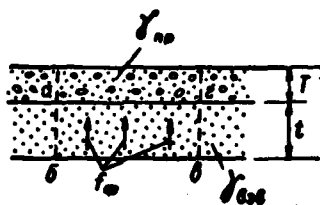


Figure 14. Diagram of Soil Heaving

T--thickness of the overload layer; t--thickness of the layer of soil which has undergone heaving.

b) In work [3], R.R. Chugayev discusses in a general form the heaving of the soil by an upward seepage flow, with an overload according to the diagram shown in Figure 14, where the layer t is subject to the action of seepage forces f_s directed upward. In order to prevent heaving of the soil abcg by seepage forces, this soil should be overloaded with a layer of drainage soil, with a thickness of T.

In accordance with that indicated by Professor R.R. Chugayev, the following equation [3] was proposed to solve the problems of soil heaving:

$$T\gamma_{\text{ap}} + t\gamma_{\text{so}} = h_{\text{so}} f_s \quad (38)$$

* There may also be structural measures, as, for example: a relief drain, diminishing the slope, in case the depression curve emerges to its surface (see below).

where γ_{BZB} is the volumetric weight of the suspended soil; γ_{np} -- the volumetric weight of the overloading material (in dry or suspended state); k_{347} -- the safety factor; t -- the thickness of the layer of soil which has undergone heaving; f_p -- the relative seepage force exerted on a unit of volume of soil, the value of which is (according to K. Tertsaga):

$$f_p = \gamma_w J, \quad (39)$$

where γ_w is the volumetric weight of the water; J -- the piezometric gradient (pressure gradient).

The volumetric weight of the soil, suspended in the water is γ_{BZB} :

$$\gamma_{BZB} = \gamma_{ck} - (1 - n)\gamma_w \quad (40)$$

where γ_{ck} is the volumetric weight of the frame of the (dry) soil; n -- the porosity in fractions of a unit.

From the equation given (38), it appears possible to determine:

- The critical gradient of the soil heaving with no overload;
- The outlet pressure gradient with an overload;
- The thickness of the overload layer, depending on the amount of outlet pressure J .
- The value of the critical heaving gradient J_{kp} may be obtained from the equation (38) if there is no overload, i.e., when $T = 0$ and $k_{347} = 1$.

With the given conditions, instead of (38), we will have $\gamma_{BZB} = f_p$ or $\gamma_{BZB} = \gamma_w J_{kp}$. Substituting the values f_p and γ_{BZB} from (39) and (40), and $\gamma_{ck} = \Delta(1 - n)$, after simple transformations, we obtain the formula for determining the value of the critical heaving gradient J_{kp} in the layer of soil undergoing heaving, with no overload where the seepage flow emerges:

$$J_{kp} = \left(\frac{\Delta}{\gamma_w} - 1 \right) (1 - n), \quad (41)$$

where Δ is the specific gravity of the soil particles; γ_w -- the volumetric weight of the water; n -- the porosity of the soil in fractions of a unit.

This formula (41) is in accord with the formula of K. Tertsaga, as well as that of Ye.A. Zamarin,* $J_{kp} = \left(\frac{\Delta}{\gamma_w} - 1 \right) (1 - n) + 0.5n$, but without the last member.

* Zamarin, Ye.A. "Dvizheniye gruntovykh vod pod gidrotekhnicheskimi sooruzheniyami" [Movement of Ground Waters Under Hydraulic Engineering Structures], Izd. VNIKhI, 1931, 112 pages with illustrations.

When determining J_{kp}^B for fine sandy soils with an average particle size of $d_{50}=0.07-0.20$ mm, the correction coefficient, α , should be introduced in formula (41), as experiments have shown:

$$J_{kp}^B = \left(\frac{\Delta}{\gamma_0} - 1 \right) (1 - \alpha) \alpha, \quad (41')$$

where $\alpha = 0.90-0.95$.

d) To determine the value of the outlet pressure gradient, J_{out} , with an overload with the thickness of the layer T , the mathematical relationship may be obtained from equation (38).

Assuming $k_{3AII} = 1$, and also considering that $\frac{\gamma_{B30}}{\gamma_0} = J_{kp}^B$, and solving equation (38) relative to J_{out} , we obtain:

$$J_{out} = \frac{T}{l} \frac{\gamma_{np}}{\gamma_0} + J_{kp}^B, \quad (42)$$

where the letter designations are the same as in equation (38).

From the given relationship (42), it follows that the need for an overload of soil for the foundation where the seepage flow emerges is brought about when $J_{out} > J_{kp}^B$, where J_{kp}^B is the critical gradient of the heaving for the given soil of the foundation, the value of which is determined according to the relationship (41) or (41').

e) The thickness of the layer of the overload, T , taking into consideration the safety factor, k_{3AII} , may be determined from the relationship (42):

$$T = (J_{out} - J_{kp}^B) \frac{\gamma_0}{\gamma_{np}} k_{3AII}, \quad (43)$$

where it is recommended that the safety factor be assumed as $k_{3AII} = 1.2-1.5$.

The relationships (38)-(43) may be used to solve problems related to

- Determining the length of the underground contour of the dam;
- Determining the critical heaving gradients for the soils of the foundation and embankment of the dam;
- Determining the thickness of the overload (when $J_{out} > J_{kp}^B$) for the area of the soil subject to heaving, etc.

Methods are suggested below to solve these problems, as applied to hydraulic engineering structures.

2°. Measures to Combat Local Seepage Heaving

- Heaving of the soil when the seepage flow emerges in the tailwater (Figs. 15 and 16).

J--outlet fragment of the underground contour of the structure;
2--overload; h and $h+\Delta h$ --lines of even pressures; y --estimated
vertical for constructing the curve of the gradients $J_y=f(y)$;
 $J_{y_{out}}=f(x)$ --curve of the outlet gradients; $J_{B_{cr}}$ --critical gradient
of heaving for the soil of the foundation (with no overload);
 l_{np} --length of the overload.

With the maximum value of the outlet pressure gradient in the tailwater:

where J_{kp}^B is the critical heaving gradient for the given soil of the foundation, the value of which is determined from the relationship (41) or (41'), appropriate measures should be stipulated to prevent this undesirable phenomenon.

When studying seepage (for example, by the EGDA method) in the embankment and foundation of an earth or concrete dam, the curve of the outlet pressure gradients is constructed, as was shown in Figures 15 and 16.

In order to ascertain the maximum values of the outlet pressure gradients, the curves of the outlet gradients should be plotted for the area of the soil of the foundation which is as nearly as possible adjacent to the line of the surface of the bottom of the tailwater.

The curves of the outlet gradients make it possible to evaluate the strength and stability of the foundation of the structure.

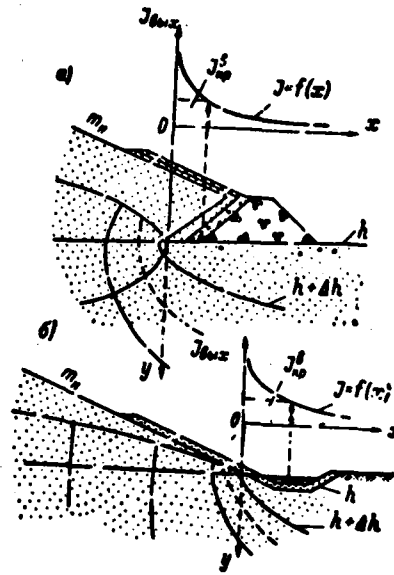


Figure 16. To Determine Soil Heaving

a--downstream shell of earth dam with a drain triangle showing the lines of equal pressures and the curves of the outlet gradients; b--same, with sloping drain and output drainage ditch.

1. Determining the thickness and length of the overload.

Figure 15 shows the outlet fragment of the underground contour of the structure with the lines of equal pressures and curve of outlet gradients, $J_{out} = f(x)$.

Figure 16 shows: a) the downstream shell of the earth dam with a drainage triangle, lines of equal pressures and the curve of the outlet gradients; b) the downstream shell of an earth dam with sloping drain and outlet ditch.

To solve the problem of the thickness of the overload in the outlet area of the seepage flow in the tailwater, where soil heaving is possible (when $J_{\text{out}} > J_{\text{kp}}$), there must be a flow net, with the outlet of the seepage flow in the tailwater, and the curve of the outlet gradients $J_{\text{out}} = f(x)$, as shown in Figure 15.

An estimated "y" vertical is drawn in the outlet fragment of the underground contour of the structure, through its end point (Fig. 15). On this estimated vertical is plotted the curve of the distribution of the gradients at the points of intersection of the estimated "y" vertical and the lines of equal pressures (1, 2, 3...).

Figure 17 shows the curve $J_y = f(y)$, obtained at the estimated "y" vertical, where, along the vertical "y" axis are drawn the distances from the surface of the tailwater (from point A), y_1 , y_2 and y_3 , corresponding to the deepening of points 1, 2 and 3 (Fig. 15, and along the axis J_y , the pressure gradients J_{y1} , J_{y2} and J_{y3} , corresponding to these points 1, 2 and 3, obtained as the ratios

$$J_y = \frac{\Delta h}{y} \dots$$

As a result we obtain, on the estimated "y" vertical, the curve for the distribution of the pressure gradients $J_y = f(y)$.

Then from the relationship (41) or (41'), the value of the critical pressure gradient J_{kp} is determined for this specific soil of the foundation.

From the value of J_{kp} obtained and the curve of the gradients $J_y = f(y)$, Figure 17, the thickness of the layer, t , is determined, corresponding to the critical depth of the heaving zone, y_{kp} , where the pressure gradient is J_{kp} .

Knowing the value of t , the thickness of the layer of overload is determined from formula (43)

$$T = t (J_{\text{out}} - J_{\text{kp}}) \frac{\gamma_{\text{np}}}{\gamma_{\text{sp}}} k_{\text{sp}}$$

where γ_{np} is the volume weight of the overload and may be in dry or suspended state (in some cases, concrete slabs); $k_{\text{sp}} = 1.2-1.5$.

The length of the overload, l_{np} (Fig. 15), may be determined from the curve of the outlet pressure gradients, $J_{\text{out}} = f(x)$.

Knowing the value of J_{kp} , the value of which, as was shown above, is determined from the relationship (41) or (41'), for the given soil of the foundation, its value is drawn on the curve $J_{\text{out}} = f(x)$, and is determined on a scale of x_{kp} along the "x" axis.

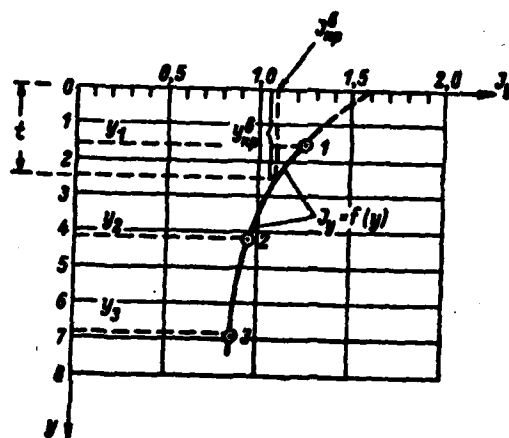


Figure 17. Curve $J_y = f(y)$ on the Estimated Vertical, "y" (to Determine the Thickness of the Layer, t , Corresponding to the Depth of the Heaving Zone)

1, 2, 3--points of intersection of the estimated "y" vertical with the lines of equal pressures (Fig. 15); y_1, y_2, y_3 --corresponding deepenings of the points 1, 2, 3 from the surface of the tailwater.

The length of the overload from the impervious part of the outlet fragment of the structure in the direction of the "x" axis, taking into consideration the safety factor (k_{san}), will be:

$$l_{op} = k_{san} x_{op} \quad (45)$$

It should be noted that, depending on the composition of the soil of the foundation, the granulometric composition of the overload in the zone of contact with the soil of the foundation should be chosen according to the principal of the reverse filter (Fig. 15):

a) For protected cohesive (clayey) soil of the foundation with a plasticity number of $W_p \geq 3-5$, the granulometric composition of the material of the overload (in the contact zone) should satisfy the following condition:

$$D_o^{max} < D_p = \sqrt{\frac{0.34}{0.5J_{san}}} = \sqrt{\frac{0.82}{J_{san}}} \text{ cm.} \quad (46)$$

where D_o^{max} is the maximum diameter of the pores of the overload, determined from the relationship (22); J_{san} --the heaving gradient, with the outlet of the seepage flow to the tailwater (Fig. 17).--

b) For protected noncohesive (friable) soil of the foundation, the granulometric composition of the overload material (in the contact zone) should satisfy the condition of a nonfreeflowing quality [6].

2. Overload Drainage

In 3.2, paragraph 3, it was noted that in the practical work of hydraulic engineering there may be a variant when the dam is placed on a relatively thin layer of clayey or almost impervious soil, and under it lies a layer of soil with relatively high perviousness, Fig. 12,a: layer I--clayey, layer II--sandy. In this case, due to the seepage flow, local seepage heaving may take place at the surface of the bottom of the tailwater relative to the thin almost impervious layer of soil--I, Fig. 12, a and 18.

The clayey layer of soil (2) in the tailwater (Fig. 18) will be subject to heaving with a sufficiently high value of the pressure gradient.

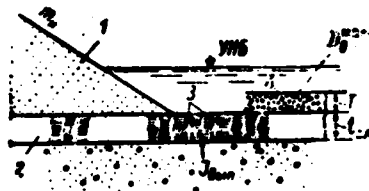


Figure 18. Soil Heaving Into the Tailwater

1--embankment of the dam; 2--thin layer of clay, thickness of t_{c1} ; 3--overload drainage; 4--overload layer, thickness T ;
 D_o^{\max} --maximum size of seepage pores of overload material.

In reality, if one disregards the losses of pressure in the sandy layer II at the width of the dam base (Fig. 12,a), the acting pressure on the structure is distributed on the layer of clayey soil: for the input--at the headwater and the output--at the tailwater. Moreover, a pressure value of approximately 0.5Z will be lost at each of these sections.

Consequently, the clayey layer of soil with a thickness of t_{c1} in the tailwater will have a heaving gradient

$$j_{\text{heav}} \approx \frac{0.5Z^*}{t_{c1}}, \quad (47)$$

where Z is the pressure on the structure.

* $j_{B6/\eta}$ is assumed from the results of the seepage studies (calculations), and for rough estimates, from formula (47).

In this case, to prevent inadmissible heaving, a vertical relief drain must be installed in the tailwater area, as shown in Figure 18.*

With a drain of this type in the tailwater, the outlet pressure gradients are practically removed, thus eliminating the danger of soil heaving.

Note. The diameter and design of relief wells for vertical drainage and their arrangement (spacing) are determined from the results of seepage studies, taking into consideration the hydrogeological and other conditions.

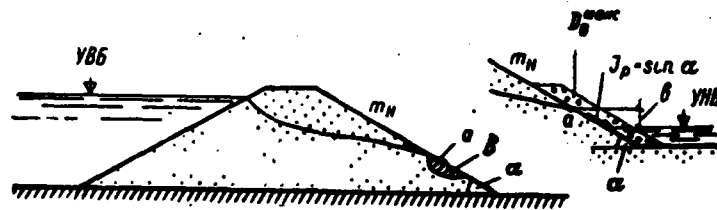


Figure 19. Soil Heaving With the Outlet of the Depression Curve on a Slope

a--point of emergence of the depression curve on the slope;
B--zone of local seepage heaving; α --angle of incline of the lower slope toward the horizon; $m_H = \text{ctg } \alpha$ --coefficient of the lower slope; D_0^{\max} --maximum size of seepage pores of overload material.

b) Soil Heaving When the Seepage Flow Emerges on the Slope

If there is no drain at the downstream shell of the dam, or when the drain of the downstream shell of the dam is silted up (or obstructed during the runoff of water along the slope), the depression curve may be wedged out to the surface of the lower slope of the dam, Figure 19. Here, in zone B, due to the seepage forces, local seepage heaving of the soil may occur, as the result of which the strength and stability of the lower slope will be disturbed.

* Constructing an overload in this case, with sizeable outlet pressure gradients, is not advisable, since its thickness may reach several meters.

The soil in the B area should be considered stable if the following inequality is satisfied [3]:

$$m_n > \frac{2}{\lg \varphi}, \quad (48)$$

where φ is the angle of internal friction of the soil.

If the inequality (48) is not satisfied, to ensure the stability of the slope (soil in the B zone, Fig. 19), one must:

- 1) Either increase the declivity of the lower slope, i.e., reduce α --the angle of incline of the lower slope toward the horizon;
- 2) Or cover the surface of the slope with a layer of pervious overload (Fig. 19).

Here the granulometric composition of the overload (D_0 or D_0^{\max}) should be such as will satisfy the following condition:

$$J_p < \frac{1}{k_{\text{zon}}} J_{\text{pas}}, \quad (49)$$

where $J = \sin \alpha$ --maximal estimated pressure gradient (Fig. 18); $k_{\text{zon}} = 1.10-1.20$ --safety factor; J_{pas} --critical gradient of erosion of fine or cohesive soil on contact with coarse material, is determined: a) for noncohesive soils according to the formula (34); b) for cohesive soils by the relationship (37) see 3.3, paragraph 4°.

Condition (49) should be satisfied also, when designating the granulometric composition of the first layer of the filter for a sloping drain of the lower slope of the dam.

3.6 Normal (Local) Seepage Strength of Soil in Drainpipe Area

A pipe drain is installed mainly at the bottom sections of the dam when there is no tailwater behind the drain. Depending on the location of the pipe drain with respect to the axis of the dam, as well as its ability to "divert" to itself the depression curve, sizeable input pressure gradients may be concentrated in the drain area.

If the soil of the foundation or the embankment of the dam is piping soil, due to the sizeable input pressure gradients, piping may occur in the drain area, as a result of which piping fractions may be carried away from the soil mass of the foundation and the embankment of the dam to the drain triangle, which may cause inadmissible settling and silting of the drain.

If the filter is carelessly chosen, in the drain triangle area the soil may silt, which may cause a disturbance in the work of the drain--a rise in the depression curve and seepage of the flow to the slope.

In order to prevent these undesirable phenomena, in addition to the correctly chosen composition of the filters [6], the appropriate dimensions should also be planned for the drain triangle, for depending on its dimensions are the amount of input pressure gradients in the drain, the normal work of the drain and elimination of these undesirable deformations.

The value of the input pressure gradient to the drain triangle depends on the seepage rate entering the drain, the coefficient of seepage of the soil of the foundation or embankment of the dam and on the area of the active section of the seepage flow, when it enters the drain triangle (Fig. 20).

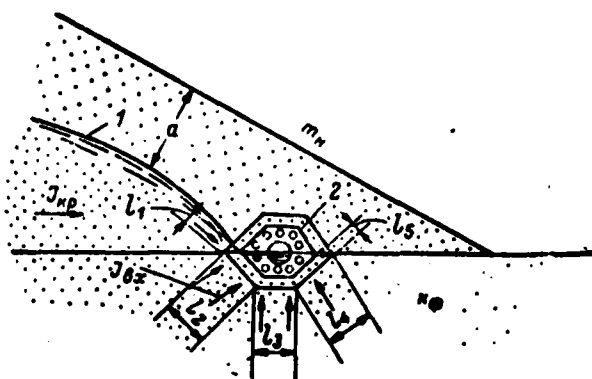


Figure 20. Pipe Drain

1--depression curve; a--greatest depth of freezing; 2--drain triangle; $l_1+l_2+l_3+l_4+l_5=L$ --wetted perimeter of the drain triangle; k_ϕ --coefficient of seepage of the foundation soil.

Assuming that in the drain area the seepage proceeds in a unilateral flow, this relationship may be expressed according to the Darcy formula:

$$J_{ex} = \frac{Q}{k_\phi \omega}, \quad (50)$$

where Q is the seepage rate, in m^3/sec ; k_ϕ --the coefficient of seepage of the soil of the foundation or embankment of the dam, in m/sec ; ω --the area of the active section of the seepage flow, entering the drain and relative to 1 linear meter of the drain; $\omega = lL = l(1+l_2+l_3+l_4+l_5)$, where $L = l_1+l_2+l_3+l_4+l_5$ --the wetted perimeter of the drain triangle (Fig. 20), on the size of which the amount of the input pressure gradient J_{ex} mainly depends.

In order to avoid the above deformations of the soil in the drain area, the dimensions of the drain triangle should be such that the input pressure gradient J_{ex} will be less than or equal to the permissible, i.e., the basic condition should be satisfied (20):

$$J_{ex} < J_{adm} = \frac{1}{k_{adm}} J_{np}$$

where $k_{zap} = 1.10-1.20$ --the safety factor; J_{kp} --the critical gradient of the pressure for the given soil of the foundation, is determined from formula (29), with $d_{ci} \leq d_{3\%}$.

Notes: 1. With nonpiping soils of the embankment and foundation of the dam, the value of the input pressure gradient to the drain triangle should be $J_{ex} \leq 0.70-0.75$.

2. The above recommendations may be used to calculate the drainage ditch, the drain triangle, etc.

3.7. Deformation of the Upper Slopes Due to Wave Action

The most widespread types of slope coverings against wave action at present are coverings made by monolithic reinforced slabs with large planned dimensions (10X10 or 20X20 m) or coverings made of precast slabs (hinged together), with the planned dimensions from 1.5X1.5 to 5.0X5.0 m, placed on a solid filter preparation.

In addition, coverings made of riprap are widely used. Riprap is also placed on the layer of solid filter preparation (Fig. 21).

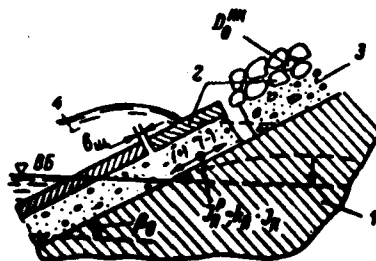


Figure 21. The Problem of Deformation of the Upper Slopes Due to Wave Action

1--embankment of the dam; 2--upper covering of the slope (stone or reinforced concrete slabs); 3--a layer of filter preparation; 4--wave run-up; 5--angle of incline of the upper slope toward the horizon; $J_p = k_{ap} J_k$ --estimated gradient of the pressure with pulsed seepage conditions.

With the rise and fall of the wave a pulsing seepage arises in the filter preparation layer, due to which the strength of the soil of the dam slope and the upper covering may be disturbed, and as a result, the stability of the slope itself.

To avoid undesirable consequences, the planned or selected filter preparation made of run-of-bank or artificially obtained soils should be checked for contact erosion of the upper slope of the dam, if there is a condition of pulsating longitudinal seepage (from the rise and fall of the wave) in the layer of filter preparation.

The filter preparation will be a reliable protection against contact erosion of the slopes of the dam with pulsating conditions of longitudinal seepage, if the following condition is satisfied:

$$\text{r.e. } J_n^p < 0.75 J_{kp} \quad (51)$$

where J_n^p -- the estimated pressure gradient with pulsating seepage conditions:

$$J_n^p = k_n J_n \quad (52)$$

where k_n -- the coefficient taking into consideration the pulsating conditions of longitudinal seepage (with respect to the eroding pressure gradient, with uniform established longitudinal seepage); $k_n = 1.13-1.50$ (for calculations it is recommended that the average value of $k_n = 1.35$ be used); J_k -- the gradient in the layer of filter preparation on contact with the soil of the embankment of the dam:

$$J_k = \sin \beta_0 \quad (53)$$

where β_0 is the angle of incline of the upper slope toward the horizon (Fig. 21).

The value of J_{kp} is determined:

- a) For the noncohesive soil of the embankment of the dam, from the relationship (34);
- b) For cohesive soil of the embankment of the dam, from the relationship (37).

If condition (51) is not satisfied, the granulometric composition of the filter preparation should be changed (toward a reduction in its coarseness).

Note. The seepage-piping strength of the filter preparation itself may be checked according to the method indicated in 3.3, paragraph 3°.

3.8. Seepage Strength of Impervious Devices: Blanket, Facing, Core of the Dam

The impervious devices in the dam embankment are installed in order to:

- a) Reduce the seepage rate of the water entering the tailwater;
- b) Lower the depression curve in the lower part of the dam to increase the stability of the lower slope of the dam;
- c) Reduce the piezometric gradients of the seepage flow in the dam embankment to increase its general (random) and local (normal) seepage strength.

Especially when the soil from which the dam is made is piping soil. In this case it is compulsory to set up watertight devices.

Watertight devices (blanket, facing, core), however, will fulfill their positive role if their seepage strength is ensured, i.e., in the process of operation there will be no layering off of clumps of particles of cohesive soil or the soil of the facing (core) to the pores of the soil of the dam triangle or the first layer of the filter under given specific hydrodynamic conditions and with the contact of coarse soils.

In this case the dimensions (thickness) of the watertight devices should be designated (or verified) for the granulometric composition of the coarse soils in contact (underlying blanket or soils coming into contact with the facing, the core of the triangle of the dam or the filters).

The seepage strength of cohesive soil with a plasticity number of $W \geq 5$ of the blanket, facing and core will be ensured if, with the dimensions (thickness) adopted, the following conditions are satisfied:

- a) For the blanket

$$J_n = \frac{h_0}{\delta_n} < J_p \quad (54)$$

where J_0 is the maximum controlling pressure gradient for the soil of the blanket and is determined as indicated in 2.5, paragraph 4°, Fig. 9; h_0 -- the loss of pressure along the length of the entire foundation of the blanket (see 2.5, paragraph 4°), Fig. 22; δ_n -- the thickness of the actual blanket; J_p -- the permissible estimated pressure gradient of the underlying layer of soil, under the blanket:

$$J_p = \frac{1}{\varphi} \left[\frac{0.34}{(D_0^{\text{max}})^2} - 1 \right] \quad (55)$$

The value of the coefficient φ

$D_0^{\text{max}}, \text{cm}$	>0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,583
φ	0,50	0,46	0,42	0,32	0,18	0,08	0

D_o^{\max} is the maximum size of the seepage pores of the soil underlying the blanket (Fig. 22), and is determined from the relationship (22); $D_o^{\max} \leq 0.583 \text{ cm}$.

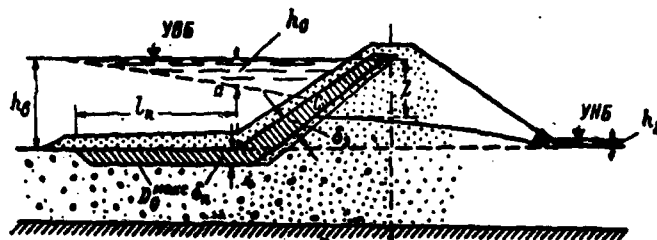


Figure 22. Calculating the Seepage Strength of the Blanket, Face

h_0 --loss of pressure along the length of the entire foundation of the blanket; δ_n --the thickness of the actual blanket; z --the pressure exerted on the dam; δ_3 --the thickness of the face (below point "C"); D_o^{\max} --the underlying soil, with a maximal pore size of D_o^{\max} .

If condition (54) is not satisfied, either the thickness of the blanket δ_n should be increased, or an additional underlying layer of soil $0.3 \div 0.5 \text{ m}$ thick with a lower value of D_o^{\max} should be placed under the blanket, i.e., with a finer granulometric composition.

b) For the facing shield

$$J_s = \frac{Z}{\delta_3} < J_p \quad (56)$$

where J_s is the pressure gradient exerted on the face; Z --the pressure exerted on the dam; δ_3 --the thickness of the face (below point "C" and shown in Figure 22).

If there is no water in the tailwater (point "C" lies on the surface of the foundation), the value of the pressure gradient exerted on the face is:

$$J_s' = \frac{h_0}{\delta_3'} \quad (57)$$

where h_0 is the depth of the water in the headwater (Fig. -2); δ_3' --the thickness of the face along the bottom (normally for the axis of the face). D_o^{\max} , included in the formula (55), may be included in the soil of the triangle of the dam, if there is no filter on the lower side of the face, or in the soil of the first layer of the filter, if there is one.

c) For the core

$$J_a = \operatorname{tg} \alpha < J_p, \quad (58)$$

where J_a is the maximal pressure gradient of the core of the dam on the water level of the tailwater; α --the angle of incline of the lower edge of the core to the horizon (see Fig. 12,b), J --is determined according to the formula (55), where D_p^{\max} is the maximal size of the seepage pores of the soil of the dam embankment (if there is no filter) or the soil of the first layer of the filter.

Depending on the pressure on the structure, Z , may be determined the thickness of the clay face (core) of the dam, required by the conditions for seepage strength, according to the relationship:

$$b = \frac{Z}{J_p}, \quad (59)$$

where Z is the pressure exerted on the structure; J_p is determined according to formula (55).

The conclusive solution to the problem of the thickness of the clayey face (core) should be made by comparative technical-economic calculations in each specific case, taking into consideration all the requirements imposed on the faces (cores).

3.9. Seepage Strength of the Soil of the Core (Face) in the Contact Zone (With Contiguity) With the Rock of the Foundation

In practical hydraulic engineering, particular attention should be paid to the contiguity of the material of the core (face) and the foundation, which may be made in the form of a concrete base, a concrete plug (in a river bed), and natural fissured rock (cemented or noncemented).

In the zone of contiguity, i.e., at the contact of the material of the core (face) and the foundation, with unfavorable conditions [poor quality (uncompacted) placing of the soil of the core or face, formation of cracks, etc.], intensified contact seepage may take place (see Fig. 12,b; J_k), as the result of which there will be a disturbance in the strength of the material of the core or the face, which may lead to undesirable consequences.

In order to ensure the seepage strength of the material of the core (face) in the zone of contiguity with the rock of the foundation, concrete base or concrete plug, a higher quality composition must be chosen from the same material for the core (face). Therefore, in designating the "zone of granulometric composition of the soil of the core (face) of the dam, suitable for placing adjacent to the foundation," (Fig. 23, "Zone 7"), this planned or chosen granulometric composition of the material of the core (face) must satisfy two basic conditions:

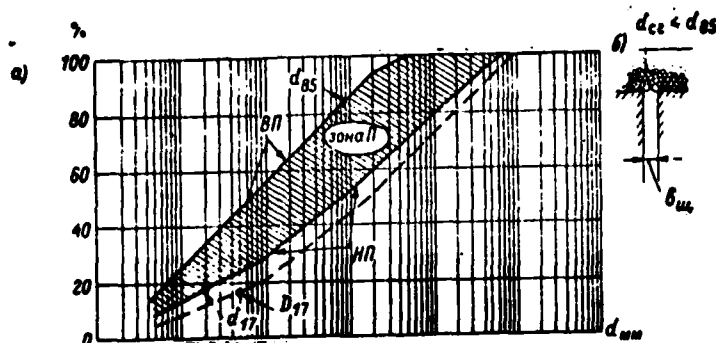


Figure 23. The Problem of Contiguity of Material of the Core (Face) and the Foundation

a--Zone Π --the "zone of a granulometric composition of the soil of the core (face) of the dam suitable for placing adjacent to the foundation"; B. Π --upper limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π ; N. Π --lower limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π ; - - - (dotted line)--the lower limit of the granulometric composition of the soil placed in the core of the dam (not in the zone of contact); d_{17} , D_{17} --diameter of the fractions of soil of the lower limit of Zone Π and placed in the core of the dam (away from contact with the foundation); d_{87} --estimated size of the fractions of soil B. Π of Zone Π ; b--diagram of the crack in the rock (or concrete) foundation; b_{uk} --width of the chink (crack).

1. The lower limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π (Fig. 23, a; N Π), placed in an uncompacted state (which may occur in the zone of contact under production conditions), with respect to perviousness, should be less than the packed soil (away from the zone of contact) of the embankment of the core or face of the dam. The lower limit of the soil of Zone Π , in its granulometric composition, should be of a finer granular composition than the soil of the lower limit of the core of the dam (Fig. 23, a; dotted line), placed in its mass, i.e., with respect to perviousness, the following condition should be satisfied:

$$\frac{k_g}{k_{n.g}} \approx 2-5, \quad (60)$$

where $k_{n.g}$ --the coefficient of seepage of the soil of the lower limit of Zone Π , with minimal volumetric weight (at a plasticity limit of W_T).

The minimal volumetric weight of the soil γ_{ck} in the zone of contact should be:

$$\gamma_{cr}' > \frac{\Delta}{1 + \epsilon_T}, \quad (61)$$

where Δ is the specific gravity of the particles of soil (g/cm^3); ϵ_T -- the coefficient of porosity at the limit of flowability, W_T :

$$\epsilon_T = \frac{\Delta W_T}{100 \gamma_B}, \quad (62)$$

where γ_B is the volumetric weight of the water $\approx 1 \text{ g/cm}^3$.

For rough estimates the condition (60) may be presented in the following form (Fig. 23,a):

$$\frac{D_{17(n)}^2}{d_{17(n,n)}^2} \approx 2-5, \quad (63)$$

where $d_{17(n,n)}$ is the diameter of the soil fractions of the lower limit of Zone II. $D_{17(n)}$ -- the diameter of the fractions of the lower limit of the soil placed in the mass of the core of the dam.

2. The granulometric composition of the material of the core of the upper limit of Zone II (Fig. 23) should be designated by calculating so as to ensure the impossibility of being washed away along the existing cracks or those expected when the structure is being operated.

This condition is expressed by the following relationship:

$$d_{85(n,n)} > 0.55b_m, \quad (64)$$

hence

$$b_m < 1.8d_{85(n,n)}, \quad (65)$$

where $d_{85(n,n)}$ is the diameter of the soil fractions of the upper limit of Zone II (Fig. 23, a and b), b -- the prevailing size of the opening of the cracks in the rock of the foundation and in the concrete base (plug).

Consequently, the upper limit of the granulometric composition of the soil of Zone II, designed for placement in the contact zone, should be designated on the basis of the conditions of the tendency of the rock of the foundation to crack (prevailing size of the existing cracks) or in consideration of the possible crack formation during operation of the structure.

In addition, to obtain the best contiguity of the soil of the core and the surface of the foundation, the soil of the core should be placed in the zone of contact by the "method of pouring the soil into water."

The width of the contact layer at the junction with the foundation should be 3-4 m along the perpendicular to the surface.

When the soil of the core of the dam is laid "dry" in the zone of contact it should be placed with 2-4% more moisture content , as opposed to the optimal.

When the above conditions are fulfilled, reliable union is ensured between the soil of the core of the dam and the foundation, i.e., the seepage strength of the soil of the core (face) of the dam is ensured in the zone adjacent to the cracked rock of the foundation, the concrete base and the concrete plug.

PART 4
EXAMPLES OF CALCULATING LOCAL SEEPAGE-PIPING STRENGTH
OF THE SOIL OF THE EMBANKMENT OF THE DAM
AND THE SOIL OF THE FOUNDATION

Example 1. A homogeneous dam is built up from the sand of the foundation--layer 1. A sandy layer--1--lies in the foundation of the dam, and layer 2 is a sand-gravel layer; Fig. 21,a, area A.

To Be Determined Are:

- a) The tendency for piping (lack of piping tendency) of the soil of the embankment of the dam and the soils of the foundation;
- b) The critical piping gradient, permissible;
- c) The eroding pressure gradient in the zone of contact.

Composition of the Soils

a) Soil of the embankment of the dam and layer 1 of the foundation:
 $d_{\min}=0.01$ mm; $d_3=0.02$ mm; $d_{10}=0.10$ mm; $d_{17}=0.14$ mm; $d_{60}=1.0$ mm; $d_{\max}=3.0$ mm;
 volumetric weight $\gamma_{ck}=1.77$ g/cm³; coefficient of variation in granular size
 $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 10$; porosity $n=0.33$; coefficient of seepage $k_f=0.012$ cm/sec.

b) The soil of layer 2 of the foundation:

$D_{\min}=0.20$ mm; $D_{10}=0.31$ mm; $D_{17}=0.44$ mm; $D_{60}=3.0$ mm; $D_{\max}=20.0$ mm; coefficient of variation in granular size $\eta_n=9.7$; porosity $\eta_n=0.33$; coefficient of seepage $k_f=0.12$ cm/sec.

1) We determine the piping tendency of the soil of the dam embankment and of the soil of layer 1 of the foundation (embankment of the dam is built up from the soil of layer 1 of the foundation).

According to the relationship (22) we determine the diameter of the maximal seepage pores in the soil

$$d_0^{\max} = 0.455 \sqrt[3]{\frac{n}{1-n}} d_{17} = 0.455 \cdot 1.50 \sqrt[3]{\frac{0.33}{1-0.33}} 0.14 \approx 0.07 \text{ mm.}$$

The coefficient of nonuniformity of the distribution of the particles in the soil or the coefficient of localization of the piping, χ , is determined from the formula (23)

$$\chi = 1 + 0.05\eta = 1 + 0.05 \cdot 10 = 1.50$$

The maximum coarseness of the particles which may be carried away from the soil is determined from formula (24):

$$d_{ci}^{\max} = 0.77 d_0^{\max} = 0.77 \cdot 0.07 = 0.54 \text{ mm}$$

This soil contains 8% (>3%) particles smaller than 0.054 mm, and consequently this soil should be considered as piping soil.

2) We will determine the value of the critical piping gradient at which the piping particles (d_{ci}) may be carried away from the soil, beginning with d_{ci}^{\max} and less ($d_{ci} < 5\%$).

The value of the critical piping gradient is determined from the relationship (29)

$$J_{sp} = \varphi_0 d_{ci} \sqrt{\frac{n_g}{v k_\phi}}, \quad (29)$$

where φ_0 is the coefficient of the critical rate, and is determined from formula (30):

After substituting the values in (29), we obtain

$$J_{sp} = 0.079 d_{ci} \sqrt{\frac{0.33 \cdot 981}{0.01 \cdot 0.012}} = 127 d_{ci} \quad (29')$$

$$J_{sp} = 127 d_{ci}$$

By substituting the values of d_{ci} in (29'), from d_{ci}^{\max} and less, we obtain the value of the critical piping gradient for each size of the piping particles (from which the % of removal may be determined).

a) If $d_{ci}^{\max} = 0.054 \text{ mm} = 0.0054 \text{ cm}$ is substituted in (29'), we obtain:

$$J_{kp} = 127 \cdot 0.0054 \approx 0.70$$

i.e., for a particle removal $d_{ci}^{max} = 0.054$ mm (8%), a pressure gradient of $J = 0.70$ is required.

b) To determine the pressure gradient at which the strength of the soil will not be disturbed, $d_{ci} \leq 3\%$ should be substituted in (29'), i.e., $d_{ci} = d_3 = 0.02$ mm = 0.002 cm.

After the substitution we obtain:

$$J_{kp} = 127 \cdot 0.002 = 0.254$$

Consequently, in order to avoid dangerous mechanical piping occurring in the given soil of the dam embankment and in layer 1 of the foundation, the permissible pressure gradient in it, taking into consideration the safety factor (k_s), should be:

$$J_{non} \leq \frac{1}{k_s} J_{kp} = \frac{1}{1.10} 0.254 = 0.23$$

When the embankment of the dam and the foundation are checked for random (general) seepage strength of the soil, the permissible controlling pressure gradient (J_k)_н, determined from Tables 1 and 2, should be greater than or equal to the permissible, i.e.

$$(J_k)_{non} \geq J_{non} \quad (a)$$

Let us determine the piping tendency of layer 2 of the foundation soil.

According to the relationship (22), we determine the diameter of the maximal seepage pores in the soil

$$D_0^{max} = 0.455 \cdot 1.49 \cdot \sqrt[0.33]{\frac{0.33}{1-0.33}} \cdot 0.44 = 0.22 \text{ mm};$$

$$\alpha = 1 + 0.05 \eta = 1 + 0.05 \cdot 9.7 = 1.49.$$

The maximal coarseness of the particles which may be removed from the given soil is determined from formula (24):

$$d_{ci}^{max} = 0.77 D_0^{max} = 0.77 \cdot 0.22 = 0.17 \text{ mm}$$

According to the relationship (25), if the maximum size of the piping particles, d_{ci}^{max} is less than the minimum size of the soil particles, D^{min} , we have in this case, i.e.

$$d_{ci}^{max} < D^{min} (0.17 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm})$$

the given soil (layer 2 of the foundation) is nonpiping soil. Even the finest of its particles cannot be removed from its composition with any pressure gradient value.

Consequently, the seepage strength for it, with respect to mechanical piping, will be ensured under any hydrodynamic conditions.

4) Determining the erosive pressure gradients in the zone of contacts. In this example it is assumed that the soil of the embankment of the dam and layer 1 of the foundation soil are identical. Consequently, the contact seepage will occur between layers 1 and 2 of the foundation (Fig. 12, a, area A).

The critical gradient of contact erosion of noncohesive soils is determined from the relationship (34):

$$J_{pas} = \frac{1}{\varphi_1} \left(2.3 + 15 \frac{d_{cl}}{D_0} \right) \frac{d_{cl}}{D_0} \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right).$$

where $\varphi_1 = 1$ is the coefficient considering the shape and roughness of the particles; $d_{cl} = d_{3\%} = 0.02$ mm--the size of the particles of fine soil of layer 1 of the foundation, contained in it in an amount of 3% and less, with the strength of the contact zone not disturbed from their removal; D_0 --the average diameter of the seepage pores of the coarse soil of layer 2 of the foundation, determined from the relationship (28):

$$D_0 = 0.455 \sqrt[3]{\frac{n_{11}}{1-n_{11}}} D_{17} = 0.455 \sqrt[3]{\frac{0.33}{1-0.33}} 0.44 = 0.14 \text{ mm};$$

θ --the angle between the directions of the seepage rate and the force of gravity.

After substituting the values in (34), we obtain:

$$J_{pas} = \frac{1}{1} \left(2.3 + 15 \frac{0.02}{0.14} \right) \frac{0.02}{0.14} \sin \left(30^\circ + \frac{90^\circ}{8} \right) = 0.42.$$

The permissible erosive pressure gradient, taking into consideration the safety factor, will be:

$$(J_{pas})_{non} < \frac{1}{k_{3a.2}} J_p = \frac{1}{1.10} 0.42 = 0.38$$

From the calculations shown it follows that for the estimated permissible controlling pressure gradient for the given case, the minimal piping gradient should be assumed in accordance with the relationship (a), i.e.

$$(J_k)_{min} \leq J_{min} = 0.23$$

Example 2. The dam has a pipe drain (Fig. 12, a and Fig. 20). For this type of drain there must be a determination of the size of the drain triangle, if the soil of the embankment and foundation of the dam has the physical characteristics assumed in example 1.

Paragraph 3.6 states: in order to avoid deformations of the soil occurring in the drain area, the dimensions of the drain triangle should be such that the input pressure gradient J_{in} will be less than or equal to the permissible, i.e.

$$J_{in} < J_{non} = \frac{1}{k_{3a.2}} J_{sp}.$$

From example 1 we have $J_{\text{доп}} = \frac{1}{K_{3\phi\pi}} J_{\text{kp}} = 0.23$, and consequently, $J_{\text{dx}} \leq 0.23$.

To determine the dimensions of the drain triangle, determination should be made, from the formula (50), of ω -- the area of the active section of the seepage flow, entering the drain triangle and related to 1 linear meter of the drain (Fig. 20):

$$\omega = 1 \cdot L = \frac{Q}{k_{\phi} J_{\text{dx}}}. \quad (\text{b})$$

Mathematical data:

Seepage rate to the drain, $Q=0.093$ l/sec= 8.0 m³/day.

Coefficient of seepage of the soil of the embankment (and the foundation) of the dam, $k_{\phi}=0.012$ cm/sec= 10.4 m/day;

The input pressure gradient should be less than or equal to the permissible, and we assume $J_{\text{dx}} = J_{\text{доп}} = 0.23$.

After substituting the values in (b) we obtain (Fig. 20):

$$\omega = 1 \cdot L = \frac{Q}{k_{\phi} J_{\text{dx}}} = \frac{8.0}{10.4 \cdot 0.23} = 3.35 \text{ m}^2$$

hence

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 = 3.35 \text{ m}.$$

With the given size of the wetted perimeter of the drain triangle, the input gradient J_{dx} will be equal to the permissible, $J_{\text{доп}}$.

Individual sizes of the drain triangle according to Fig. 20 may be designated:

$$\begin{aligned} l_1 &= 0.10 \text{ m} \\ l_2 &= 1.20 \text{ m} \\ l_3 &= 1.00 \text{ m} \\ l_4 &= 1.20 \text{ m} \\ l_5 &= 0.10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 3.60 \text{ m}$$

Example 3. A concrete dam is placed on a sand foundation with the following basic physical characteristics of the soil:

Volume weight of the dry soil $\gamma_{\text{ck}}=1.77$ g/cm³;

Porosity, $n=0.33$;

Specific gravity of the material of the soil particles $\Delta = 2.65 \text{ g/cm}^3$;

Pressure on the dam, $Z = 20 \text{ m}$.

Figure 15 shows the outlet fragment of the underground contour of the dam with the lines of the equal pressures and the curve of the outlet pressure gradients $J_{\text{out}} = f(x)$. The lines of the equal pressures are plotted through $0.1 Z$.

The maximal value of the output pressure gradient in the tailwater (according to the seepage studies) corresponds to the value $J_{\text{out}} \approx 1.58$.

To Be Determined Are:

- a) The critical gradient of heaving for the given soil of the foundation;
- b) The thickness and length of the overload in the area where the seepage flow emerges into the tailwater.

To solve the above problems, the instructions given in paragraph 3.5, 2° (1) should be used.

1. Determining the critical heaving gradient, J_{kp}^B for the given soil of the foundation if there is no overload where the seepage flow emerges into the tailwater.

The critical heaving gradient is determined from the relationship (41):

$$J_{\text{kp}}^B = \left(\frac{\Delta}{\gamma_s} - 1 \right) (1 - n) = \left(\frac{2.65}{1} - 1 \right) (1 - 0.33) = 1.10;$$

где $\Delta = 2.65 \text{ г/см}^3$; $\gamma_s \approx 1.0 \text{ г/см}^3$; $n = 0.33$.

where

The value of $J_{\text{out}} > J_{\text{kp}}^B$ ($1.58 > 1.10$). In this case an overload should be installed in the area where the seepage flow emerges to the tailwater.

2. Determining the thickness and length of the overload. The thickness of the layer of the overload T is determined from the formula (43):

$$T = t (J_{\text{out}} - J_{\text{kp}}^B) \frac{\gamma_s}{\gamma_{sp}} k_{\text{sp}} \pi$$

We will determine the values included in formula (43).

t is the thickness of the layer of soil of the foundation, corresponding to the critical depth of the heaving zone, and is determined according to the method given in paragraph 3.5, 2° (1).

An estimated "y" vertical is drawn at the outlet fragment of the underground contour of the structure, through its end point, as shown in Figure 15.

On this estimated vertical is constructed the distribution curve of the gradients $J=f(y)$ through the points of intersection of the "y" vertical with the lengths of the equal pressures (points 1, 2, 3...).

For the example given for Figure 15, the distances along the vertical from the surface of the tailwater (from point A), corresponding to the deepenings of points 1, 2, 3..., the pressures and the gradients will be:

$$y_1=1.6 \text{ m} \rightarrow \Delta h_{y_1}=2 \text{ m} \rightarrow J_{y_1}=1.25$$

$$y_2=4.2 \text{ m} \rightarrow \Delta h_{y_2}=4 \text{ m} \rightarrow J_{y_2}=0.96$$

$$y_3=6.8 \text{ m} \rightarrow \Delta h_{y_2}=6 \text{ m} \rightarrow J_{y_2}=0.88$$

The curve $J_y=f(y)$ is constructed according to the data obtained, as shown in Figure 17.

The thickness of the layer, $t=y_{kp}^B$, is determined from the value obtained for $J_{kp}=1.10$, drawn along the axis J_y (Fig. 17).

In this case $t=2.50 \text{ m}$; $J_{\mu_k}=1.58$; $J_{kp}^B=1.10$; $\gamma_B \approx 1 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{np}=1.80 \text{ t/m}^3$ (volume weight of the material of the overload); $k_{\Delta r}=1.50$.

After substituting the values in (43), we obtain the thickness of the layer of the overload

$$T=2.50(1.58-1.10)\frac{1}{1.80}1.50=1.0 \text{ m}$$

The length of the overload, b_{np} , is determined from the curve of the outlet gradients $J_{\mu_k}=f(x)$.

Knowing $J_{kp}=1.10$, we find on line $J_{\mu_k}=f(x)$ the point corresponding to $J_{kp}=1.10$, and on the scale we determine $x_{kp}=3 \text{ m}$, taking into consideration that $k_{\Delta r}=1.5$, we obtain

$$l_{np}=k_{\Delta r} x_{kp}=1.5 \cdot 3=4.5 \text{ m}$$

Note: 1. The material of the overload may be in dry or suspended state (if there is water in the tailwater).

2. The material of the overload in the zone of contact with the soil of the foundation should be placed according to the principle of the reverse filter.

Example 4. A relatively thin clayey (1) layer of soil, $t_{c4}=4 \text{ m}$ thick, lies at the foundation of the dam (Fig. 12,a, area B; Fig. 18). The second layer (2) is sand and gravel. The pressure exerted on the dam is $Z=(\nabla UVB-\nabla UNB)=20 \text{ m}$.

In this case it is required that:

a) The layer of clayey soil of the foundation in the tailwater area be checked for local seepage heaving;

b) The appropriate measures be outlined to ensure the seepage strength of the soil of the foundation when the seepage flow emerges into the tailwater.

1. Let us determine the active heaving gradient in the tail water for the layer of clayey soil $t_{cl}=4$ m thick, in accordance with the approximate relationship (47)

$$J_{\text{heav}} = \frac{0.5Z}{t_{cl}} = \frac{0.5 \cdot 20}{4} = 2.5$$

For the given clayey soil of the foundation, the critical heaving gradient (if there is no overload) is:

$$J_{kp} = \left(\frac{\Delta}{\gamma_s} - 1 \right) (1 - n) = \left(\frac{2.72}{1} - 1 \right) (1 - 0.37) = 1.08,$$

where $\Delta = 2.72 \text{ g/cm}^3$ -- the specific gravity of the particles of the clayey soil; $\gamma_s \approx 1 \text{ g/cm}^3$ -- the volumetric weight of the water; $n = 0.37$ -- the porosity of the clayey soil.

From a comparison of the gradients, we have:

$$J_{\text{heav}} > J_{kp} \quad (2.5 > 1.08),$$

which indicates the need to protect the clayey soil from heaving in the tailwater area.

2. Selection of the measures to ensure the seepage strength of the soil of the foundation in the tailwater area.

To ensure the seepage strength of the clayey soil of the foundation in the tailwater, two variants of the measures (Fig. 18) may be outlined:

1) Overload with a layer of coarser soil, of appropriate thickness and length;

2) Installation of a vertical overload drain.

In this case, with a heaving gradient of $J_{\text{heav}} = 2.5$, the thickness of the layer of the overload required (when $\gamma_{np} = 1.75 \text{ t/m}^3$ and $n = 0.34$), if there is no water in the tail water, is:

$$T = t_{cl} (J_{\text{heav}} - J_{kp}) \frac{\gamma_s}{\gamma_{np}} = 4 (2.5 - 1.08) \frac{1}{1.75} = 3.2 \text{ m}$$

When there is water in the tailwater, and when the overload material is suspended, i.e., when

$$\gamma_{np}^{sB} = \gamma_{ck} - (1 - n) \gamma_s = 1.75 - (1 - 0.34) \cdot 1 = 1.09 \text{ t/m}^3$$

The thickness of the overload is

$$T=4(2.50-1.08)\frac{1}{1.09} \cdot 1.5=7.8 \text{ m.}$$

Obviously, in this case a vertical relief drain must be installed (Fig. 18).

The conclusive decision may be made as the result of a technical and economic comparison of the variants.

Example 5. A rock-earthfill dam with a loamy core is installed in a narrow canyon on a fissured rock foundation, Fig. 12, b.

In order to ensure the seepage strength of the material of the core in the area adjacent to the fissured rock of the foundation, the highest quality composition of the soil must be chosen from the material of the core to place in the contact zone.

Figure 23 shows the "zone of granulometric composition of the material of the core of the dam," outlined below by a dotted line and above by a solid line (Π).

The content of clay particles, $d < 0.005 \text{ mm}$, varies from 5 to 15%.

The maximum fractions are:

- a) The lower limit of the zone (dotted line)--100 mm;
- b) The upper limit of the zone--6 mm.

The predominant size of the width of the cracks in the rock of the foundation is $b_{\text{cr}}=1.5 \text{ mm}$.

The recommendations given in section 3.9 should be used as a guide to select, from the same composition of core material, a higher quality of its composition, suitable for placing in the zone of contact with the fissured rock of the foundation.

1. Determining the lower limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π (Fig. 23, a/ Π).

a) The minimal volume weight of the soil, γ'_{ck} , placed in the zone of contact, should be:

$$\gamma'_{\text{ck}} > \frac{\Delta}{1 + s_r} \quad (61)$$

In this case we have:

The specific gravity of the material of the particles of the soil of the core $\Delta=2.70 \text{ g/cm}^3$;

The upper limit of plasticity $W_1=35.5\%$;

The volume weight of the water $\gamma_0 \approx 1 \text{ g/cm}^3$.

The coefficient of porosity at the flowability limit W_T is determined from formula (62):

$$e_r = \frac{1W_T}{100\gamma_0} = \frac{2.70 \cdot 35.5}{100 \cdot 1} = 0.96.$$

After substituting the values in (61), we obtain:

$$k' = \frac{2.70}{1+0.96} = 1.38 \text{ g/cm}^3$$

b) The lower limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π should satisfy the condition (63):

$$\frac{D_{17(n)}}{D_{17(n,n)}} \approx 2-5,$$

where $D_{17(n)}=0.05 \text{ mm}$ is the diameter of the fractions of the lower limit of the soil, placed in the mass of the core of the dam (away from the zone of contact); $D_{17(n,n)}=0.02 \text{ mm}$ --the diameter of the soil fractions of the lower limit of Zone Π .

After substituting the values in (63), we obtain:

$$\frac{0.05^2}{0.02^2} = 6.25$$

condition (63) is approximately satisfied.

2. Determining the upper limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π (Fig. 23, b).

The upper limit of the granulometric composition of the soil of Zone Π is designated on the basis of the conditions of the degree of cracking of the rock of the foundation (predominant size of the width of the cracks) or the expected degree of cracking (concrete base, plug) when the structure is in operation.

In this example the predominant size of the cracks is $b_{cr}=1.5 \text{ mm}$.

The nonerosive nature of the soil of the core of the dam along the cracks will be ensured if condition (65) is satisfied, i.e.

$$b_{cr} \leq 1.8d_{85(g,\pi)}.$$

In this case (Fig. 23, a), $d_{85}=0.90$ mm, and the size of the cracks may be:

$$b_{cr} \leq 1.8 \cdot 0.90 = 1.62 \text{ mm}$$

i.e., condition (65) is satisfied.

Consequently, in order to ensure the seepage strength of the soil of the core adjacent to the sides of the canyon, the granulometric composition of the soil of Zone II, Fig. 23, a, may be recommended for placement in the contact zone.

BIBLIOGRAPHY

1. "Stroitel'nyye normy i pravila" [Construction Norms and Rules] (CNIIP), part 2, sec. I, chaps. 4-73, Moscow, Stroyizdat, 1973, 86 pages with illustrations.
2. Chugayev, R.R. "Zemlyanyye gidrotekhnicheskiye sooruzheniya (teoreticheskiye osnovy rascheta)" [Hydraulic Engineering Earth Structures (Theoretical Fundamentals of Calculation)], Leningrad, Energiya, 1967, 460 pages w. ill.
3. Chugayev, R.R. "Dams Made of Local Material, Part 1 (Lecture Series)," Leningrad, LPI imeni M.I. Kalinin, 1968, 179 pages w. ill.
4. Chugayev, R.R. "Podzemnyy kontur gidrotekhnicheskikh sooruzheniy" [The Underground Contour of Hydraulic Engineering Structures], Moscow-Leningrad, Gosenergoizdat, 1962, 283 pages w. ill.
5. Aravin, V.I., and Numerov, S.N. "Fil'tratsionnyye raschety gidrotekhnicheskikh sooruzheniy" [Seepage Calculations for Hydraulic Engineering Structures], 2d ed., Moscow-Leningrad, Stroyizdat, 1955, 291 pages w. ill.
6. "Instruktsiya po proyektirovaniyu obratnykh fil'trov gidrotekhnicheskikh sooruzheniy" [Instructions for Designing Reverse Filters for Hydraulic Engineering Structures]. VSN 02-65. Leningrad, Energiya, 1965, 97 pages w. ill. (VNIIG imeni B.Ye. Vedeneyev).
7. "Ukazaniya po proyektirovaniyu perekhodnykh zon kamenno-zemlyanykh plotin" [Instructions for Designing Transitional Zones of Rock-Earthfill Dams], Leningrad, Energiya, 1971, 52 pages w. ill. (VNIIG imeni B.Ye. Vedeneyev).
8. "Ukazaniya po proyektirovaniyu protifofil'tratsionnykh ustroystv podzemnogo kontura betonnykh plotin na skal'nykh osnovaniyakh s treshchinami tektonicheskogo proiskhozhdeniya" [Instructions for Designing Impervious Devices for the Underground Contour of Concrete Dams on Rock foundations With Fissures of Tectonic Origin], Leningrad, Energiya, 1970, 45 pages w. ill (VNIIG imeni B.Ye. Vedeneyev).

9. Pravednyy, G.Kh. "Proyektirovaniye i podbor granulometricheskogo sostava fil'trov perekhodnykh zon vysokikh plotin" [Planning and Selecting the Granulometric Composition of Filters for the Transitional Zones of High Dams], Moscow-Leningrad, Energiya, 1966, 83 pages w. ill.
10. "Vremennyye ukazaniya po proyektirovaniyu i podboru granulometricheskogo sostava fil'trov perekhodnykh zon, zashchishchayushchikh svyaznyye (glinistyye) grunty yader (ekranov) vysokikh i sverkhvysokikh plotin iz mestnykh materialov" [Provisional Instructions for Planning and Selecting the Granulometric composition of Filters for Transitional Zones Protecting Cohesive (Clayey) Soils of Cores (Faces) of High and Superhigh Dams Made of Local Materials], Energiya, 1966, 51 pages w. ill (VNIIG imeni B. Ye. Vedeneyev).
11. Pavchich, M.P. "A Method of Determining Nonpiping Granulometric Compositions of Soil," IZVESTIYA VNIIG, Vol 68, 1961, pp 197-202.
12. Istomina, V.S. "Fil'tratsionnaya ustoychivost' gruntov" [Seepage Strength of Soils], Moscow, Gosstroyizdat, 1957, 295 pages w. ill.
13. Zhilenkov, V.N. "Vodoupornyye svoystva gruntov yader i ekranov vysokikh plotin" [Water-Imperious Properties of the Soils of Cores and Faces of High Dams], Leningrad, Energiya, 1968, 113 pages w. ill.
14. "TUin proyektirovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzheniy. Podzemnyy Kontur plotin na neskalk'nom osnovanii" [Technical Specifications and Norms for Designing Hydraulic Engineering Structures. The Underground Contour of Dams on a Nonrocky Foundation], Moscow-Leningrad, Gosenergoizdat, 1958, 91 pages w. ill.

12151

CSO: 9244

CONTENTS

FOREWORD

PART 1. GENERAL CONDITIONS

- 1.1. Range of Application
- 1.2. Accepted Terms and Designations

PART 2. CALCULATION OF THE RANDOM SEEPAGE STRENGTH OF THE SOIL OF EARTH HYDRAULIC ENGINEERING STRUCTURES BY THE METHOD OF THE CONTROLLING PRESSURE GRADIENT

- 2.1. General Conditions
- 2.2. Fundamentals of Calculating the Random Seepage Strength.
Permissible Controlling Pressure Gradients (J_k)_d
- 2.3. Determining J_k for the Embankment of the Dam
 - 1°. Uniform Embankment of the Dam
 - 2°. The Embankment of the Dam With a Core or Shielding Face
- 2.4. Determining J_k for the Foundation of the Dam
 - 1°. Uniform Foundation of the Dam; A Dam Without a Cutoff
 - 2°. Uniform Foundation; A Dam With a Partial Cutoff
 - 3°. Uniform Foundation; A Dam With a Core and an Almost
Impervious Cutoff, Leading to a Confining Stratum
 - 4°. Uniform Foundation; The Dam Has a Blanket
 - 5°. Nonuniform Foundation
- 2.5. Seepage in the Embankment of the Dam to the Bypass of
the Cutoff (Not Finished on Top by a Core or Shielding Face)

PART 3. CALCULATING THE NORMAL SEEPAGE STRENGTH OF THE SOIL OF THE DAM EMBANKMENT AND THE SOIL OF THE FOUNDATION

- 3.1. General Conditions
- 3.2. Basic Types of Seepage Deformations in Earth- and
Rockfill Dams
- 3.3. Methods of Calculation To Determine Seepage Deformations
of the Soil
 - 1°. Determining the Basic Geophysical and Estimated
Characteristics of Soils

MANUAL FOR CALCULATING SEEPAGE STRENGTH
OF EARTH FILL DAMS

Павлич
МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б. Е. ВЕДЕНЕВА

**РУКОВОДСТВО
ПО РАСЧЕТАМ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ
ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН
ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ**

П 12-73



LIBRARY BRANCH
TECHNICAL INFORMATION CENTER
US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION
YICKSBURG, MISSISSIPPI

US-CE-C
Property of the United States Government

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

РУКОВОДСТВО
ПО РАСЧЕТАМ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ
ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН
ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

П 12-73



«ЭНЕРГИЯ»
Ленинградское отделение
1973

УДК 624.137.034.9 : 626/627

Работа посвящена, с практической точки зрения, весьма важным вопросам—методике расчетов казуальной и нормальной фильтрационной прочности земляных плотин и их оснований, от решения которых существенно зависят основные размеры сооружения, его прочность и устойчивость, а также экономика его возведения.

Основное назначение работы—дать для инженеров проектных и строительных организаций систематически изложенные и удобные для практического применения современные методы расчета и оценки фильтрационной прочности напорных земляных сооружений.

3211- 327
Р 051(01)-73

© Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники им. Б. Е. Веденеева (ВНИИГ), 1973.

This work is dedicated to a method of calculation of casual and normal filtering durability of earth dams and their foundations. These questions are very important from the practical point of view, as dimensions of structure its strength, stability and erection economy are dependent on them.

The work aimed at giving for engineers of design and construction organisations systematically presented and convenient for practical use modern methods of calculations and evaluation of earthwork filtering durability.

ПРЕДИСЛОВИЕ

При проектировании и строительстве земляной или каменно-земляной плотин приходится решать вопрос о фильтрационной прочности грунта, образующего тело и основание плотины. От решения этого вопроса существенно зависят основные размеры сооружения, а следовательно, и его стоимость.

Фильтрационный поток, получающийся в теле плотины и ее основании, обуславливает возникновение соответствующих фильтрационных сил, приложенных к скелету (твердой фазе грунта). Эти силы, с одной стороны, могут способствовать снижению общей устойчивости откосов плотины или обуславливать возникновение так называемого местного фильтрационного выпора, с другой же стороны, упомянутые силы могут вызвать фильтрационные деформации скелета грунта в виде так называемых суффозии и кольяматажа.

Известно, что при проектировании плотин приходится различать безопасные фильтрационные деформации (например, безопасную суффозию), которые не могут вызвать разрушение сооружения; вместе с тем приходится различать также и опасные фильтрационные деформации, обуславливающие нарушение упомянутой выше фильтрационной прочности грунта; эти деформации могут привести сооружение к полному разрушению. Изучение и анализ аварий земляных плотин показывают, что около 80% аварий произошло именно вследствие нарушения фильтрационной прочности грунта тела плотины или основания.

Предлагаемое пособие для проектирования земляных напорных сооружений не затрагивает вопроса об общей устойчивости земляных откосов (по этому вопросу см. "Указания по расчету устойчивости земляных откосов", ВСН 04-71, составленные Р. Р. Чугаевым на основе его научных разработок). Ниже рассматриваются только вопросы фильтрационной прочности грунта в поясненном выше смысле; дополнительно в некоторой мере освещается также расчет местного фильтрационного выпора.

Согласно концепции Р. Р. Чугаева, принятой в СНиПе [1] и нормах МЭС СССР [14] и подробно освещенной в его тру-

дах [2, 4], в области вопроса о фильтрационной прочности грунта, следует различать:

а) так называемую казуальную (случайную) фильтрационную прочность, которую нет возможности рассчитывать, опираясь на аппарат механики, и

б) так называемую нормальную фильтрационную прочность, которая может рассчитываться на основании законов механики с использованием заранее известных граничных и начальных условий.

Особенно важным в практическом отношении является вопрос о казуальной фильтрационной прочности земляного сооружения, так как именно исходя из учета этой прочности достаточно часто приходится назначать главнейшие размеры земляных сооружений, например, длины путей фильтрации, противопоставляемые действующему на сооружении напору.

Что касается нормальной фильтрационной прочности, исходя из которой часто проектируются, в частности, обратные фильтры сооружений (являющиеся, как известно, одним из наиболее ответственных элементов гидротехнического сооружения), то в приводимых ниже материалах используются научные разработки А. Н. Патрашева, М. П. Павчика, Г. Х. Праведного, В. Н. Жиленкова [6, 7, 8, 9, 10, 11, 13].

Основное назначение предлагаемого пособия — дать в руки инженеров-практиков систематически изложенные и удобные для практического применения современные методы оценки фильтрационной прочности напорных земляных сооружений.

Настоящее „Руководство по расчетам фильтрационной прочности плотин из грунтовых материалов“ составлено в Лаборатории земляных гидросооружений ст. науч. сотр., канд. техн. наук Г. Х. Праведным.

Раздел 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящее „Руководство“ распространяется на проектирование и строительство плотин из грунтовых материалов и предназначается для проведения проверки фильтрационной прочности поперечных сечений (профилей) плотины.

Проверка на фильтрационную прочность поперечных сечений плотины должна выполняться с учетом принятой конструкции плотины, геологического строения основания и физических характеристик грунтов.

Окончательные размеры плотины, а также формы и размеры подземного контура плотины должны быть обоснованы соответствующими расчетами, в том числе и расчетами фильтрационной прочности.

При расчетах фильтрационной прочности следует учитывать:

1) казуальную фильтрационную прочность грунта тела плотины и грунта основания, которая может быть нарушена в заранее не известных отдельных местах продольного профиля плотины, вследствие ряда причин: в процессе производства работ, неучтенной неравномерной осадкой плотины, неучтенной неоднородностью грунта и др., что может привести к образованию в теле плотины или ее основании поперечных ходов (щелей) сосредоточенной фильтрации. На основании расчета казуальной фильтрационной прочности грунта тела плотины и ее основания устанавливаются главные размеры земляной плотины, как-то: длина, определяющая местоположение дренажа низового клина плотины, толщина ядра или экрана, понура и пр. Этот расчет должен выполняться, исходя из наибольшего возможного напора, действующего на сооружение, по методу (предложенному Р. Р. Чугаевым) контролирующего градиента напора J_k (как некоторого характерного градиента напора для всей области фильтрации или ее части). При выполнении указанных расчетов следует рассматривать отдельно основание и тело плотины:

2) нормальную фильтрационную прочность грунта тела плотины и грунта основания, которая может

быть нарушена в ряде известных, наиболее слабых местах поперечного профиля сооружения, например: на контактах мелкозернистых и крупнозернистых грунтов, слагающих основание или само тело земляной плотины; в области выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, где может происходить или фильтрационный выпор грунта или внешняя суффозия, внутренняя суффозия в теле земляной плотины или в грунте оснований; при выходе фильтрационного потока в слой фильтра дренажа или переходную зону и пр. Расчет нормальной фильтрационной прочности грунта основания земляных плотин и их элементов рекомендуется выполнять по методике, приведенной ниже.

Если фильтрационная прочность сооружения или его отдельных конструктивных элементов не обеспечивается, то в этом случае должны быть предусмотрены соответствующие инженерные мероприятия по упрочнению сооружения или его отдельных элементов.

1.2. ПРИНЯТЫЕ ТЕРМИНЫ И ОБОЗНАЧЕНИЯ

Рекомендуется придерживаться следующих терминов и буквенных обозначений.

ОСНОВНЫЕ ТЕРМИНЫ

Фильтрационные деформации грунта — деформации твердой фазы грунта, вызываемые главным образом силами гидравлического воздействия.

Опасные фильтрационные деформации — фильтрационные деформации, в результате которых сооружение может разрушиться.

Безопасные фильтрационные деформации — фильтрационные деформации, которые с течением времени прекращаются и не грозят целостности сооружения, сюда относятся, например, наблюдаемые в начальный период эксплуатации земляных сооружений незначительный вынос или отложение мелких пылеватых частиц грунта.

Суффозия — изменение гранулометрического состава и структуры грунта, вследствие перемещения фильтрационным потоком внутри грунта его отдельных частиц или их выноса, или растворения содержащихся в грунте водорастворимых солей, или их вымыва, в результате чего возможно нарушение прочности грунта.

Механическая суффозия — отрыв или перемещение внутри грунта или вынос отдельных частиц из его толщи, вследствие воздействия фильтрационного потока.

Внутренняя механическая суффозия — перемещение фильтрационным потоком внутри грунта мелких его частиц.

Внешняя механическая суффозия — вынос фильтрационным потоком отдельных частиц из грунта, лежащих на поверхности грунтового массива.

Опасная механическая суффозия — отрыв, перемещение и вынос фильтрационным потоком мелких частиц и частиц скелета грунта в таком количестве, при котором нарушается его прочность.

Кольматаж — отложение в порах грунта мелких частиц, несомых фильтрационным потоком (внутренний кольматаж) или их отложение на поверхности грунтового массива (поверхностный кольматаж).

Контактный размыв — размыв мелкозернистого или связного (глинистого) грунта на контакте с крупнозернистым грунтом (или фильтром) под действием продольной фильтрации.

Выпор (фильтрационный) — отрыв и перемещение некоторого объема грунта, происходящие под действием суммарной силы гидравлического воздействия.

Фильтрационная прочность грунта — способность грунта сопротивляться возникновению опасных фильтрационных деформаций его скелета (суффозии, контактного размыву, отслаиванию связного грунта, фильтрационному выпору).

Скелет грунта — совокупность его частиц, воспринимающих и передающих действие внешних сил, обеспечивающих прочность и несущую способность грунта.

Заполнитель грунта — частицы, располагающиеся в порах скелета грунта.

Суффозионный грунт — грунт, в котором может происходить и развиваться механическая суффозия при скоростях фильтрации, превышающих критические.

Несуффозионный грунт — грунт, в котором механическая суффозия невозможна.

Контактная область грунтов — область, включающая границу двух смежных, различных по своему гранулометрическому составу грунтов, определяемая глубиной возможного проникновения частиц одного грунта в другой.

Расслаивание грунта — отделение крупных частиц от мелких, происходящее при транспортировке и отсыпке грунта.

Отслаивание грунта — отрыв от толщи агрегатов частиц связного (глинистого) грунта в зоне контакта (в порах) крупнозернистого грунта или грунта обратного фильтра.

Дренаж — устройство, предназначенное для перехвата и понижения уровня или давления грунтовых вод, а также для организованного отвода профильтровавшейся в дренаж воды.

Обратный фильтр — слой песчано-гравийно-галечниковых и щебеночных грунтов или искусственных материалов,

предохраняющие нескальные грунты сооружений от механической суффозии (а в отдельных случаях также от фильтрационного выпора).

Переходная зона — переходный слой (слои) грунтового материала между ядром (грунтовым экраном) и призмами плотины, обеспечивающий фильтрационную прочность ядра (экрана), а также непротекание самого материала переходной зоны в поры материала призм плотины.

Водоупор — практически водонепроницаемый слой грунта, подстилающий водопроницаемое основание плотины.

БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- γ_r — объемный вес сухого грунта;
- γ — удельный вес материала частиц грунта;
- d — диаметр частиц грунта;
- $d_{10} \dots d_{17} \dots d_{60}$ — диаметры частиц грунта, меньше которых в его составе содержится 10...17...60% по весу;
- d_{ci} — диаметр (суффозионных) частиц грунта, которые могут быть вынесены фильтрационным потоком;
- $\gamma = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ — коэффициент разнотерности грунта;
- n — пористость грунта (в долях единицы);
- ε — коэффициент пористости;
- k — коэффициент фильтрации грунта;
- D_0, d_0 — средний размер (диаметр) фильтрационного хода (поры) в крупнозернистом и мелкозернистом грунтах;
- D_0^{\max}, d_0^{\max} — диаметр максимального фильтрационного хода (поры) в крупнозернистом и мелкозернистом грунтах;
- W — влажность грунта, %;
- W_L — граница текучести грунта;
- W_p — граница раскатывания грунта;
- W_n — число пластичности грунта;
- G — коэффициент водонасыщения (влажности) грунта;
- γ_w — удельный вес воды;
- ν — коэффициент кинематической вязкости воды;
- g — ускорение силы тяжести;
- $J_{кр}, v_{кр}$ — критические коэффициент напора и скорость фильтрации, при которых наступает механическая суффозия;
- $J_{доп}, v_{доп}$ — допустимые градиент напора и скорость фильтрации (равные критическим, деленным на коэффициент запаса);
- θ — угол между направлениями скорости фильтрации и силы тяжести;
- λ — коэффициент неравномерности раскладки частиц в грунте, или коэффициент локальности суффозии;
- Re — число Рейнольдса;
- Z — напор на плотине (разность отметок горизонтов воды верхнего и нижнего бьефов; при отсутствии нижнего бьефа $Z = h_b$);
- h_b, h_n — глубины воды соответственно в верхнем и нижнем бьефах;
- T — заглубление поверхности водоупора под поверхностью основания плотины;
- h_1, h_2 — заглубление поверхности водоупора соответственно под горизонтом воды в верхнем и нижнем бьефах;
- $L_{ур}$ — горизонтальное расстояние между урезами воды верхнего и нижнего бьефов;

δ — толщина маловодопроницаемой преграды ($\delta_{\text{э}}$ — экрана, $\delta_{\text{я}}$ — ядра, $\delta_{\text{п}}$ — понура...);
 J_k — действующий градиент напора (пьезометрический уклон), контролирующий казуальную фильтрационную прочность рассматриваемого сооружения;
 $(J_k)_d$ — допустимая величина J_k .
 Другие буквенные обозначения поясняются в тексте.

Раздел II. РАСЧЕТ КАЗУАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ЗЕМЛЯНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ПО МЕТОДУ КОНТРОЛИРУЮЩЕГО ГРАДИЕНТА НАПОРА*

2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчеты казуальной (случайной) прочности грунта сооружения и его основания должны сводиться к определению максимально допустимой длины пути фильтрации в земляном сооружении, противостояемому напору, действующему на сооружение, т. е. к определению такой длины пути фильтрации, при которой исключается возможность раскрытия ходов сосредоточенной фильтрации.

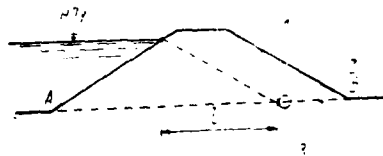


Рис. 1. Схема земляной плотины
 1 — тело плотины; 2 — основание плотины; 3 — дренаж; А-Б — условная линия тока, отделяющая область фильтрации тела плотины от основания; L — длина, определяющая местоположение дренажа.

На основании расчета казуальной фильтрационной прочности грунта устанавливаются главные размеры напорного земляного сооружения, как то: длина l , определяющая местоположение дренажа низового клина земляной плотины (рис. 1); толщина ядра или экрана, а так же понура, длина понура перед земляной плотиной и т. п.

2.2 ОСНОВЫ РАСЧЕТА КАЗУАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ. ДОПУСКАЕМЫЕ КОНТРОЛИРУЮЩИЕ ГРАДИЕНТЫ НАПОРА $(J_k)_d$

Согласно методу контролирующего градиента напора считается, что казуальная прочность не будет нарушена при условии [2]:

$$J_k \leq (J_k)_d, \quad (1)$$

где J_k — некоторый средний градиент напора для всей рассматриваемой области фильтрации или ее части, контролирующей казуальную прочность

*Данные расчеты выполнены по методу, предложенному Р. Р. Чугаевым, изложенному в его научных трудах [2, 3, 4].

данного земляного сооружения; $(J_k)_d$ — допускаемое значение контролирующего градиента напора.

При расчете казуальной фильтрационной прочности по формуле (1) следует рассматривать отдельно тело плотины и ее основание (рис. 1), расположенное ниже условной горизонтальной линии А—Б, расчленяющей области фильтрации на две упомянутые выше части.

Допускаемые контролирующие градиенты напора $(J_k)_d$ следует принимать: для основания земляной плотины согласно табл. 1, для тела земляной плотины — согласно табл. 2.

Таблица 1

Допускаемые пьезометрические уклоны $(J_k)_d$, контролирующие казуальную (случайную) прочность грунта основания плотины (утверждено СНиП II-И. 12-67)

Грунт основания	Класс сооружения по капитальности			
	I	II	III	IV-V
Плотная глина	0,70	0,80	0,90	1,10
Крупный песок, гравий	0,35	0,40	0,45	0,54
Суглинок	0,32	0,35	0,40	0,50
Песок средней крупности	0,22	0,25	0,28	0,35
Мелкий песок	0,18	0,20	0,22	0,26

Таблица 2

Допускаемые пьезометрические уклоны $(J_k)_d$, контролирующие казуальную прочность тела земляной плотины и земляных противофильтрационных призм каменно-земляных плотин (утверждено СНиП II-И. 4-73)

Грунты, составляющие тело плотины	Класс сооружения по капитальности			
	I	II	III	IV-V
Глинобетон и глина	1,5	1,65	1,8	1,95
Суглинок	1,05	0,15	0,25	1,35
Песок средней крупности	0,70	0,80	0,90	1,00
Супесь	0,55	0,65	0,75	0,85
Песок мелкий	0,45	0,55	0,65	0,75

Для грунтовых экранов, ядер из глинобетона, глины и суглинка согласно СНиП II-И. 4-73 «Плотины из грунтовых материалов. Нормы проектирования» численные значения J_k следует принимать:

- а) для земляных насыпных плотин $J_k = 4 - 10$;
- б) для каменно-земляных $J_k = 2 - 6$;
- в) для понура J_k должно быть не более 10—12.

Расчеты казуальной фильтрационной прочности грунта земляных плотин по формуле (1) носят проверочный характер.

при этом, имея предварительно намеченный (или существующий) профиль плотины, устанавливаем для ее тела и основания значения J_k и $(J_k)_d$ и затем проверяем данный профиль в соответствии с формулой (1).

Величину J_k надлежит определять используя следующие способы [2]:

1) способ отделения тела плотины от его основания горизонтальной линией тока; при этом, как отмечалось, следует отдельно вычислять J_k для тела плотины и для ее основания;

2) способ „прямой депрессии“: этот способ в основном следует применять для определения J_k , относящегося к телу плотины;

3) виртуальные способы и способ удлиненной контурной линии; как правило, этим способом следует пользоваться при определении J_k , относящихся к основанию плотины.

В качестве расчетных горизонтов воды в бьефах следует принимать: в верхнем бьефе НПУ (нормальный подпорный уровень) и в нижнем бьефе самый низкий уровень воды.

Примечание. При сухом нижнем бьефе горизонт воды нижнего бьефа следует считать совпадающим с поверхностью дна.

2.3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ J_k ДЛЯ ТЕЛА ПЛОТИНЫ

1°. *Однородное тело плотины.* Рассматривая однородное тело плотины (рис. 2), отделяем его от основания горизонтальной линией тока $A-B$. После этого, не интересуясь а) фильтрацией воды в основании, используем следующие способы определения J_k для тела плотины.

а) В случае дренажа низового клина плотины в виде каменного банкета (рис. 2, а) или в виде трубчатого дренажа (рис. 2, б).

В этом случае прежде всего проводим вертикаль $I-I$ на расстоянии, равном $0,4h_b$, от уреза верхнего бьефа, и вертикаль $II-II$ через самую крайнюю левую точку B дренажа (рис. 2, а, б).

Далее фиксируется точка M пересечения вертикали $I-I$ с горизонтом воды верхнего бьефа и точка N пересечения вертикали $II-II$ с линией $O-O$, проведенной на уровне горизонта воды нижнего бьефа. После этого проводим „прямую

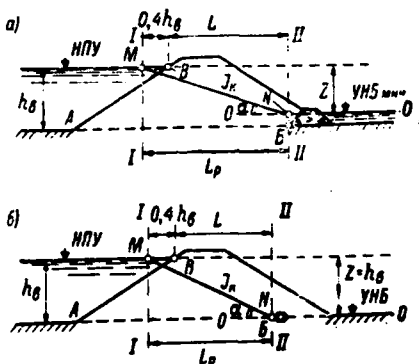


Рис. 2. Расчетные схемы плотин
а—однородная земляная плотина с каменным банкетом; б—то же с трубчатым дренажем.

депрессии" MN , контролирующую казуальную прочность грунта тела плотины.

Величина J_k в данном случае будет равна

$$J_k = \operatorname{tg} \alpha = \frac{Z}{L_p} = \frac{Z}{L + 0,4h_n} \quad (2)$$

где α — угол наклона линии MN к горизонту; L_p — расчетная ширина плотины; h_n — глубина воды в верхнем бьефе; L — горизонтальное расстояние между урезом воды верхнего бьефа и левой крайней точкой дренажа (см. рис. 2).

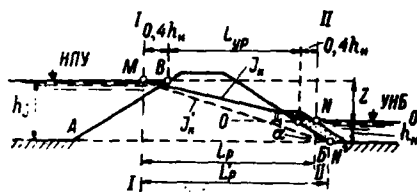


Рис. 3. Плотина с наклонным дренажем J_k — контролирующий градиент в случае наклонного дренажа; J_k' — в случае отсутствия наклонного дренажа.

б) В случае наклонного дренажа или в случае отсутствия дренажа (рис. 3). Здесь, в отличие от предыдущего случая, вертикаль $II-II$ проводится на расстоянии $0,4h_n$ от уреза воды нижнего бьефа.

Величина J_k вычисляется по формуле

$$J_k = \frac{Z}{L_p} = \frac{Z}{L_{yp} + 0,4h_n + 0,4h_n} \quad (3)$$

где L_{yp} — расстояние по горизонтали между урезами верхнего и нижнего бьефов; h_n — глубина нижнего бьефа.

При $h_n = 0$ „прямая депрессия“ получает вид прямой MN' (рис. 3).

В этом случае величина контролирующего градиента будет равна

$$J_k' = \frac{h_n}{L_p} \quad (4)$$

где L_p' — расстояние по горизонтали между точками M и N' .

в) В случае, когда дренаж расположен относительно близко к верхнему бьефу; вода в нижнем бьефе отсутствует (рис. 4).

В этом случае для определения величины J_k поступают следующим образом: из точки A действительного уреза воды в верхнем бьефе следует провести два луча $A-E_1$ и $A-E_2$. Луч $A-E_1$ составляет с вертикалью угол 45° ; луч $A-E_2$ с линией откоса составляет угол 90° .

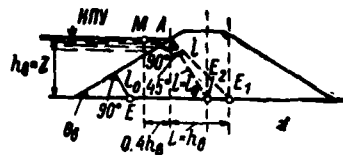


Рис. 4. Плотина с внутренним дренажем E_1, E_2 — места расположения дренажа.

1) Если точка E начала дренажа лежит правее точки E_1 , тогда J_k следует определять по формуле (2).

2) В случае, когда точка E начала дренажа лежит между точками E_1 и E_2 , величину J_x следует определять по формуле:

$$J_k = \frac{h_k}{l}, \quad (5)$$

где l — расстояние от точки A действительного уреза воды до точки E начала дренажа.

3) В случае, если точка E начала дренажа лежит левее точки E_2 , величину J_k следует определять по формуле:

$$J_{\Sigma} = \frac{h_{\Sigma}}{l_0}, \quad (6)$$

где l_0 — длина перпендикуляра, опущенного из начальной точки E дренажа на линию верхового откоса.

2°. Тело плотности с ядром или экраном. В этом случае следует определять два значения J_{Σ} : а) для ядра (J_{Σ})_я или экрана (J_{Σ})_э, и б) для остальной части тела плотности (J_{Σ})_т.

В результате соответствующих фильтрационных расчетов [2, глава III; 5] определяется величина перепада свободной поверхности фильтрационного потока на ядре или экране — Z' (рис. 5).

После этого значение $(J_k)_\alpha$ или $(J_k)_\beta$ определяется по формулам:

$$(J_k)_n = \frac{Z'}{\delta_n} \quad \text{и} \quad (J_k)_g = \frac{Z'}{\delta_n}, \quad (7)$$

где δ_1 и δ_2 — толщины ядра и экрана (осредненные).

Полученные величины J_k относятся только к нижней части ядра или экрана, т. е. к части, расположенной ниже точки a , указанной на рис. 5; выше этой точки значения J_k будут меньше.

При отсутствии воды в нижнем бьефе плотины, в этом случае величины $(J_*)_1$ и $(J_*)_2$ с запасом будут равны:

$$(J_K)_1 = \frac{h_1}{\delta_1} \quad \text{и} \quad (J_K)_2 = \frac{h_2}{\delta_2}. \quad (8)$$

Величину (J_k), при устройстве ядра или экрана, следует устанавливать как указано в п. 1°, проводя на рис. 5 (пунктир MN) прямую депрессии MN через точку a и выбирая точку N так, как указано на рис. 2—4 (в зависимости от типа имеющегося дренажа).

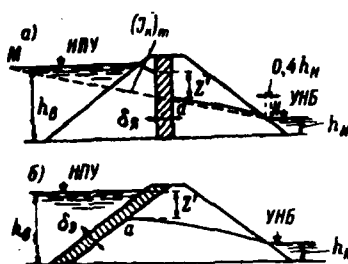
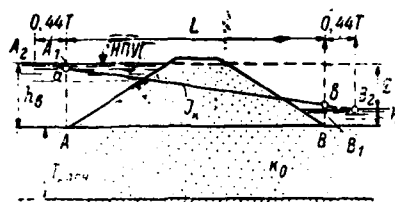


Рис. 5. Плотина с ядром и экраном
 Z' — перепад свободной поверхности фильтра-
 ционного потока; δ_a и δ_e — толщины ядра и
 экрана (осредненные).

24. ОПРЕДЕЛЕНИЕ J_k ДЛЯ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ

1°. Однородное основание плотины; плотина без зуба.

Для получения величины J_k основания плотины следует выполнить соответствующие построения, используя способ



удлиненной контурной линии [2, 4]. Для этой цели поступаем следующим образом (рис. 6). Обозначаем A и B крайние точки подошвы плотины. Сносим эти точки по вертикали соответственно на горизонт воды верхнего и нижнего бьефов, причем получаем точки A_1 и B_1 . От точек A_1 и B_1 соответственно влево и вправо откладываем по горизонтали отрезки длиной $0,44T_{расч}$ и получаем точки A_2 и B_2 . Соединяем эти точки прямой A_2B_2 .

Рис. 6. Плотина без зуба на однородном основании

$T_{расч}$ — заглубление расчетного водопора ($T_{расч} = 0,5L$); A_1abB_1 — пьезометрическая линия для подошвы плотины AB ($ab = J_k$).

После этого намечаем искомую пьезометрическую линию для подошвы AB плотины в виде ломаной линии A_1abB_1 .

Полученная линия ab дает искомое значение величины J_k для случая наклонного дренажа, которое равно

$$J_k = \frac{Z}{L + 0,88T_{расч}} \quad (9)$$

где L — ширина тела плотины по низу; $T_{расч}$ — заглубление расчетного водопора, величина которого может быть принята равной $0,5L$, т.е. (рис. 6):

$$T_{расч} = 0,5L \quad (9')$$

если $T_{действ} < 0,5L$, то $T_{расч} = T_{действ}$.

В случае дренажа, отличного от наклонного, за величину L в формуле (9) следует принимать длину линии AB , показанной на рис. 2, а, б и на рис. 3.

2°. Однородное основание; плотина с висющим зубом.

В этом случае (рис. 7), также как и в предыдущем (п. 1°), используется способ удлиненной контурной линии. При этом только, строя развернутый в горизонтальную прямую $M'N'$ удлиненный подземный контур плотины, помимо длины горизонтальных участков контура L_1 , учитывается еще и длина вертикальных участков подземного контура тела плотины.

$$L_n = 2\zeta \quad (10)$$

При наличии понура размер L_2 увеличивается на величину, равную длине понура — L_n .

С учетом указанных добавлений J_k определяется по формуле (9), где вместо L подставляются значения $L_p = L_2 + L_3$ или $L_p = L_2 + L_n$, т. е.

$$J_k = \frac{Z}{L_p + 0,88T_{расч}} \quad (11)$$

Как следует из приведенного выше, для уменьшения величины J_k в данном случае можно увеличить глубину зуба S или сделать, например, два зуба, выполненных из малопроницаемого грунта.

Величину $(J_k)_z$ для самого зуба можно определить, используя указанный способ, определив напоры на левой и правой вертикальных гранях зуба. Разность напоров на левой и правой гранях зуба следует разделить на

его действительную ширину δ_z , т. е. получим $(J_k)_z = \frac{h_a' - h_n'}{\delta_z}$ (имея в виду поперечную горизонтальную фильтрацию воды через зуб).

3°. Однородное основание; плотина с ядром и малопроницаемым зубом, доходящим до водоупора (рис. 8).

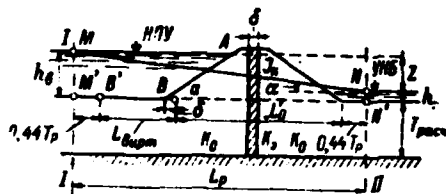


Рис. 8. Плотина с ядром и малопроницаемым зубом, доходящим до водоупора; основание однородное

k_0 — коэффициент фильтрации грунта основания; k_z — коэффициент фильтрации грунта зуба.

имеющего коэффициент фильтрации k_z , приведенная к коэффициенту фильтрации грунта основания k_0 , может быть определена из условия:

$$L_{зип} = z_1 \frac{k_z}{k_0} \quad (12)$$

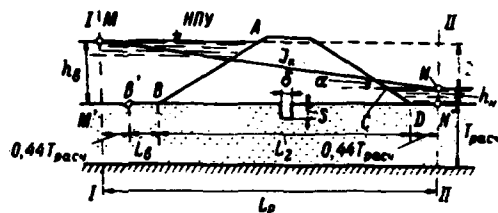


Рис. 7. Плотина с висющим зубом на однородном основании

L_n — расчетная горизонтальная длина; S — глубина зуба; δ — толщина зуба.

В данном случае, для определения величины J_k основания, следует грунт зуба привести к грунту основания.

Для этой цели используется первый виртуальный способ, когда вода фильтрует поперек слоев [2].

В данном случае виртуальная длина (толщина) грунта зуба,

Величина J_k для основания плотины будет равна

По этим данным расчета можно определить величину (J_k), для грунта, образующего зуб (п. 2° в конце).

4°. Однородное основание; плотина имеет покур (рис. 9). В этом случае следует водопроницаемый понур длиной $l_{\text{п}}^{\text{в}}$ заменить абсолютно водонепроницаемым понуром длиной $l_{\text{п}}^{\text{о}}$.



l_n —длина понура; l_n^0 —длина укороченного эквивалентного (водонепроницаемого) понура; h^0 —потеря напора на длине всего основания понура.

Величина l_n^0 определяется по графику рис. 10. Под величиной T_n , указанный на графике, следует понимать величину $T_{расч} = 0,5(l_n + L_0)$, где l_n — длина действительного понура; L_0 — ширина плотины по низу: здесь имеется в виду глубина активной зоны фильтрации.

Приведенная толщина заданного понура определяется по зависимости:

где δ_n — толщина заданного понура; k_0 и k_n — коэффициенты фильтрации соответственно основания и понура.

Далее, пользуясь способом удлиненной контурной линии, строим пьезометрическую линию для подошвы AB (рис. 9). Для этого, от точки A на расстоянии $0,44T_{\text{расч}}$ проводим вертикаль $I-I$ до пересечения с урезом воды верхнего бьефа и на расстоянии $0,44T_{\text{расч}}$ от точки B вертикаль $II-II$ до пересечения с урезом воды нижнего бьефа. Полученные на пересечениях точки M и N соединяем „прямой депрессии“, которая является пьезометрическим уклоном, контролирующим казуальную прочность грунта основания J_k .

Следовательно, в данном случае величина J_k будет равна (рис. 9):

$$J_k = \frac{Z}{L_n} = \frac{Z}{L_0 + l_n + 0,88 T_{расч}} \quad (15)$$

Расстояние от уреза НПУ до фиксированной точки a_0 на вертикали III—III, проходящей в примыкании понура к сооружению, равное h_0 , составляет потерю напора на длине всего основания понура.

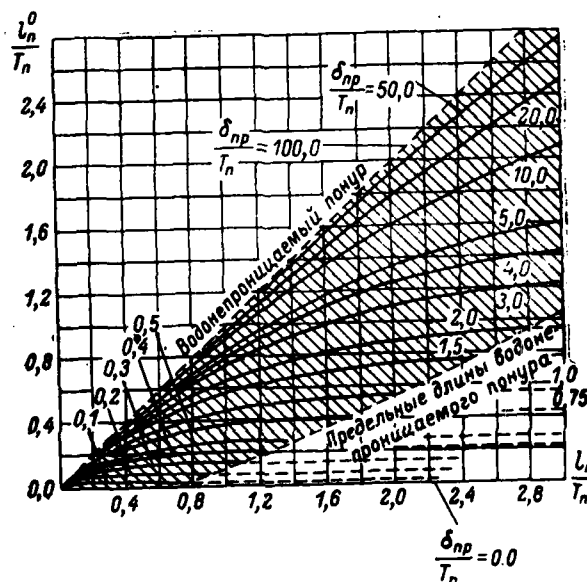


Рис. 10. График Р. Р. Чугаева для определения l_n^0 —длины укороченного эквивалентного (водонепроницаемого) понура l_n —длина действительного водонепроницаемого понура; T_n —действительное заглубление водоупора под подошвой понура; $\delta_{пр}$ —приведенная толщина понура.

Зная величину h_0 , находим максимальный контролирующий градиент напора для грунта понура:

$$J_k = \frac{h_0}{\delta_n}, \quad (16)$$

где δ_n —толщина действительного понура.

5°. Неоднородное основание. В случае неоднородного основания, образованного горизонтальным напластованием отдельных грунтов, коэффициенты фильтрации которых не сильно

разнятся, для оценки казуальной прочности основания рекомендуется придерживаться следующего пути расчета.

Величину контролирующего градиента напора J_k условно следует определять, как и для однородного грунта.

Однако, величину $[(J_k)_k]_{\text{неоднор. грунта}}$ при этом следует снизить [2], принимая:

$$[(J_k)_k]_{\text{неоднор. грунт. а}} = \alpha [(J_k)_k]_{\text{однородн. грунта. а}} \quad (17)$$

где α — коэффициент снижения (меньше единицы), величину которого следует принимать в зависимости от степени неоднородности сопрягающихся мелкозернистых и крупнозернистых грунтов и опасности возникновения суффозионных явлений.

Учитывая вышесказанное, допускаемый контролирующий градиент напора $[(J_k)_k]_{\text{однородн. грунта}}$ следует принимать по табл. 1 для наиболее мелкозернистого состава грунта, слагающего основание с учетом (3.3, п. 4^а, а, б и 3.4).

25. ФИЛЬТРАЦИЯ В ТЕЛЕ ПЛОТИНЫ В ОБХОД ЗУБА (НЕ ЗАВЕРШЕННОГО СВЕРХУ ЯДРОМ ИЛИ ЭКРАНОМ)

Если в основании плотины имеется сильно водопроницаемый подстилающий слой, то последний, как правило, пересекается зубом, выполненным, например, из глинистого материала.

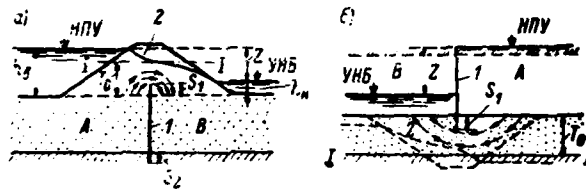


Рис. 11. Плотина с зубом, не завершённым сверху ядром или экраном

I — зуб, пересекающий водопроницаемый подстилающий слой грунта основания; S_1 — заглубление в теле плотины; 2 — кривая депрессии.

Опасаясь фильтрации в обход зуба сверху (рис. 11), почти всегда данный зуб наращивают ядром или диафрагмой, достигающей до гребня плотины (рис. 8, п. 3^о).

В некоторых случаях зуб, преграждающий водопроницаемое основание, не доводится до гребня плотины, а оставляется на некотором уровне в теле плотины (рис. 11).

В данном случае требуется оценить фильтрационную прочность сопряжения и величину (размер S_1) заглубления зуба в тело плотины.

Для решения поставленных вопросов поступают следующим образом.

Пренебрегая потерей напора в слое основания (вследствие большой водопроницаемости этого слоя), принимаем, что

в области *A* имеется напор, соответствующий напору верхнего бьефа, а в области *B* — напор, соответствующий напору нижнего бьефа.

Далее, примерно на уровне кривой депрессии (над зубом) проводится горизонталь $\chi-I$, считая, что эта горизонталь представляет собой нижнюю поверхность воображаемого водопора, находящегося выше этой линии.

Затем плотину следует повернуть на 180° гребнем вниз (как показано на рис. 11, б). Таким образом получается, что схему рис. 11, а мы заменили аналогичной расчетной схемой, приведенной на рис. 11, б.

Представленная расчетная схема на рис. 11, б соответствует схеме подземного контура в виде чистого шпунта, достаточно заглубленного в грунт.

В этом случае максимальный выходной градиент $J_{\text{вых}}$ на поверхность дна нижнего бьефа представляет собой величину, характеризующую весь фильтрационный поток в целом, т. е. основную область фильтрации, которая представляет интерес (исключая острие шпунта) при рассмотрении казуальной фильтрационной прочности основания.

Учитывая изложенное выше, в качестве контролирующего уклона J_k для чистого шпунта можно принять величину $J_{\text{вых}}$, т. е.

$$J_k = J_{\text{вых}}. \quad (18)$$

Величина $J_{\text{вых}}$ (а следовательно и J_k) определяется по следующей формуле [4]:

$$J_k = J_{\text{вых}} = 0,318 \frac{Z}{S_1}. \quad (19)$$

Если вычисленный по формуле (19) $J_k \leq (J_k)_d$ для данного грунта тела плотины, то это указывает, что размер зуба S_1 назначен правильно.

В противном случае следует изменить величину S_1 , которая может быть определена из уравнения (19). В этом случае в уравнение (19) вместо J_k следует подставить значение $(J_k)_d$ для данного материала плотины и решить его относительно S_1 .

Величина S_2 , показанная на рис. 11, а, может быть определена по изложенному выше методу.

Раздел III. РАСЧЕТ НОРМАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ТЕЛА ПЛОТИНЫ И ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Фильтрационно-суффозионной прочностью грунта (или земляного сооружения) называют способность грунта

сопротивляться возникновению фильтрационных деформаций.

Фильтрационно-суффозионная прочность грунта, которая может быть нарушена в ряде известных наиболее слабых мест поперечного профиля сооружения (плотины) называется местной фильтрационной прочностью.

Фильтрационными деформациями грунта называются такие деформации его твердой фазы, которые вызываются, главным образом, силами гидравлического воздействия и возникают в результате суффозии, колыматажа, контактного размыва, выпора и др.

Следует различать безопасные фильтрационные деформации, которые с течением времени прекращаются и не грозят целостности сооружения, и опасные фильтрационные деформации, в результате которых сооружение может разрушиться.

Безопасные фильтрационные деформации (в виде безопасных суффозий и колыматажа) в большей или в меньшей мере всегда наблюдаются в грунтовом массиве в начальный период его эксплуатации.

Анализ картины фильтрации в земляных и каменно-земляных плотинах и их основаниях (п. 3.2) показывает, что при наличии фильтрации, фильтрационный поток будет взаимодействовать с различными элементами плотины и может создавать, при соответствующих гидродинамических условиях, соответствующие фильтрационно-суффозионные деформации, указанные в п. 3.2.

Фильтрационно-суффозионная прочность любого элемента плотины (понура, ядра, крепления, дренажа и пр.) зависит, главным образом, от величины действующих градиентов напора (рис. 12) и от фильтрационно-суффозионных свойств (суффозионности, связности, гранулометрического состава и пр.) материала грунта.

Следовательно, чтобы не происходило нарушения фильтрационно-суффозионной прочности и устойчивости любого элемента плотины, а следовательно и сооружения в целом, должно быть выполнено следующее основное условие:

$$J_{\text{фп}} < J_{\text{доп}} \quad (20)$$

где $J_{\text{фп}}$ — градиент напора в области рассматриваемого элемента плотины или в ее основании (рис. 12); $J_{\text{доп}}$ допустимый градиент напора для данного конкретного случая.

При этом $J_{\text{доп}}$ должен быть меньше $J_{\text{кр}}$ с учетом коэффициента запаса $k_{\text{зап}}$, т. е.

$$J_{\text{доп}} = J_{\text{кр}} \frac{1}{k_{\text{зап}}} \quad (21)$$

Из приведенного выше следует, что нарушение фильтрационно-суффозионной прочности может иметь место в том случае, если не будут соблюдены условия (20) и (21).

Руководствуясь приведенными выше положениями следует в каждом конкретном случае:

а) устанавливать основные виды фильтрационно-суффозионных деформаций, которые могут иметь место в процессе фильтрации в данном сооружении и его конструктивных элементах в данных конкретных условиях;

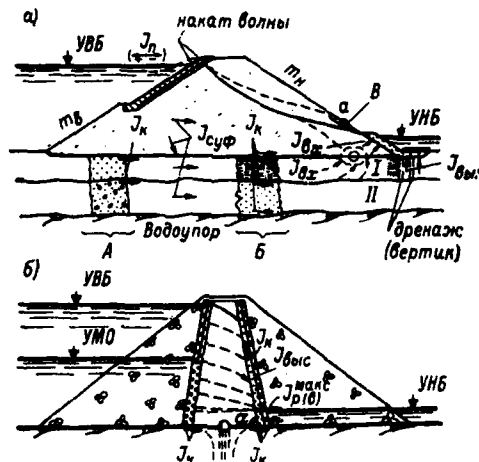


Рис. 12. Возможные фильтрационно-суффозионные деформации в земляных и каменно-земляных плотинах и их основаниях

а—однородная плотина на слоистом основании; б—каменно-земляная плотина на скальном основании; $J_{\text{суф}}$ —градиент суффозии в теле плотины, в грунтах основания; $J_{\text{к}}$ —градиент контактного размыва (тело плотины—основание; между слоями основания; скала—грунт основания плотины и пр.); $J_{\text{вып}}$ —градиент выпора грунта; $J_{\text{вх}}$ —градиент входа фильтрационного потока в дренаж; $J_{\text{п}}$ —градиент пульсации в фильтровой подготовке (от наката и спада волны); В—область местного выпора грунта в случае выхода кривой депрессии на откос; А—сопряжение связного и несвязного грунтов основания; $J_{\text{р(в)макс}}$ —расчетный (максимальный) градиент высачивания на уровне воды нижнего бьефа; α —угол наклона низового откоса ядра к горизонту.

б) определять их количественные (численные) значения, которые должны являться исходными данными и критериями при оценке материала грунта и при проектировании конструкций и размеров противофильтрационных устройств.

В общем случае должны решаться следующие основные вопросы, как-то:

а) определение геофизических и расчетных характеристик грунтов рассматриваемого земляного сооружения и его основания;

б) определение суффозионности (несуффозионности) рассматриваемых грунтов;

в) определение критических (местных) градиентов суффозии, контактного размыва, выпора, высачивания и т. п.;

г) определение размеров выносимых фильтрационным потоком суффозионных частиц (d_{ei}) грунта и их количества, в зависимости от величины действующих градиентов напора;

д) установление допустимых и расчетных градиентов напора и допустимого процента выноса из рассматриваемого грунта мелких суффозионных частиц, от выноса которых не нарушается прочность и устойчивость элементов сооружения в целом.

В тех случаях, когда фильтрационно-суффозионная прочность сооружения или его отдельных конструктивных элементов не обеспечивается, должны быть намечены и осуществлены соответствующие рациональные инженерно-конструктивные мероприятия по упрочнению проектируемого или существующего сооружения или его отдельных элементов с тем, чтобы была обеспечена его надежность и долговечность, как в период ввода в эксплуатацию, так и в процессе его дальнейшей длительной работы.

3.2. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ДЕФОРМАЦИИ В ЗЕМЛЯНЫХ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИНАХ

На рис. 12 представлены поперечные разрезы земляной и каменно-земляной плотин, из которых следует, что в зависимости от конструкции плотины и ее элементов, от состава грунта тела плотины, а также от грунта основания и его строения, при воздействии фильтрационного потока на сооружение, могут иметь место (при определенных гидродинамических условиях) соответствующие фильтрационно-суффозионные деформации как в самом теле плотины и ее основании, так и в отдельных конструктивных элементах.

В земляных гидротехнических сооружениях могут иметь место следующие виды фильтрационных деформаций грунта.

1) Суффозия грунта тела плотины и грунта (грунтов) основания, рис. 12, а — $J_{сф}$ (см. п. 1.2 — суффозия).

В процессе суффозии (внутренней) может иметь место и кольматация грунта тела плотины или грунта основания, когда мелкие частицы, движущиеся в порах грунта, будут не проноситься через толщу грунта, а отлагаться в какой-либо области грунтового массива.

Может иметь место суффозия на контактах крупнозернистых и мелкозернистых грунтов — контактная суффозия (см. рис. 12, а, $J_{сф}$ наклонная стрелка).

В этом случае оба примыкающие друг к другу грунта могут быть и несуффозионными. Однако, при наличии определенных соотношений гранулометрических составов и

гидродинамических условий, контакт между ними может характеризоваться большими фильтрационными деформациями.

Для установления наличия и определения величины фильтрационно-суффозионных деформаций:

а) следует установить суффозионность грунтов тела и основания плотины, т. е. установить, являются ли данные грунты суффозионными или несуффозионными (см. 3.3, п. 2°);

б) если окажется, что грунты являются суффозионными, то в этом случае следует определить величину критических градиентов суффозии $J_{кр}$ и сравнить их с действительными для данного сооружения [с учетом (20), (21) и 3.3, п. 3°], т. е. установить, являются ли в данном случае для сооружения как суффозия, так и фильтрационные деформации опасными или безопасными;

в) решить вопрос о необходимости выполнения, соответствующих инженерных мероприятий по обеспечению фильтрационной прочности сооружения.

2) Контактный размыв грунта тела плотины (ядра) и грунта основания, рис. 12, а, б— J_k .

В гидротехнических сооружениях и их основаниях могут встречаться контакты между мелкозернистым и крупнозернистым грунтами. Например, грунта тела плотины с грунтом основания, между слоями грунтов основания (рис. 12, а— J_k), грунта ядра плотины с грунтом первого слоя фильтра переходной зоны (рис. 12, б— J_k).

Следует различать следующие виды контактного размыва:

а) мелкозернистый грунт—крупнозернистый грунт;

б) глинистый (связный) грунт—крупнозернистый грунт;

в) мелкозернистый или глинистый (связный) грунт — трещиноватая скала (рис. 12, а, б, см. область А и Б).

Под воздействием фильтрационного потока, идущего в крупнозернистом грунте или в трещиноватой скале основания (рис. 12, б), при соответствующих гидродинамических условиях и крупности зерновых составов, мелкозернистый грунт может подвергаться контактному размыву, в результате которого в контактной зоне могут иметь место фильтрационные деформации, а в некоторых случаях значительные, опасные для прочности и устойчивости сооружения.

В данном случае контактирующие между собой грунты должны быть проверены на возможность контактного размыва с учетом данных гидродинамических условий с тем, чтобы установить величину и размеры возможных деформаций, а также наметить соответствующие мероприятия по их предупреждению (или устранению), если в этом имеется необходимость (см. 3.3, п. 4°).

3) Местный фильтрационный выпор грунта, когда под действием фильтрационных сил может произойти отрыв

AD-A089 032

ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION VICKSBURG MS F/6 1 /13
MANUAL FOR CALCULATING THE SEEPAGE STRENGTH OF EARTHFILL DAMS.(U)
JUL 76 M P PAVCHICH

UNCLASSIFIED

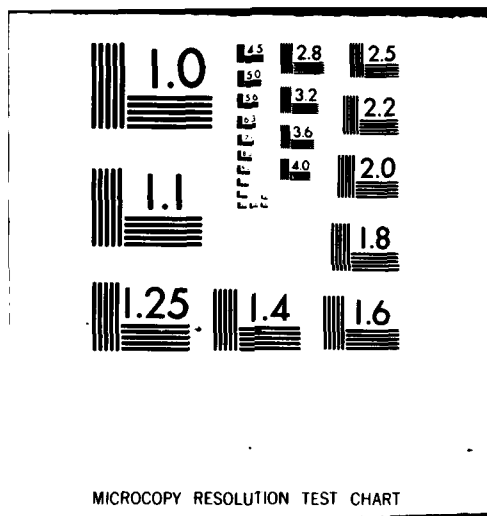
NL

2 2

14 14



END
DATE
FILMED
10-80
DTIC



и перемещение некоторого объема грунта (рис. 12, а — $J_{\text{выт}}$ или в точке „а“).

Данный вид фильтрационных деформаций может иметь место в практике гидротехнического строительства в том случае, когда плотина расположена на относительно тонком слое глинистого или маловодопроницаемого грунта, а под слоем глинистого или маловодопроницаемого грунта залегает песчаный слой с относительно большей водопроницаемостью, рис. 12, а: слой I — глинистый, слой II — песчаный.

В случае отсутствия дренажа на низовом клине плотины, или в случае, когда дренаж низового клина плотины закольматировался (или засорился при стекании воды по откосу), кривая депрессии может выклиниваться на низовом откосе (рис. 12, а; точка „а“). При этом в зоне „В“ под действием фильтрационных сил может произойти местный фильтрационный выпор.

В первом случае, по гидротехническим условиям фильтрационного потока в основании сооружения (с учетом действующих градиентов напора) следует установить возможность (невозможность) таких деформаций и наметить соответствующие мероприятия по их устранению, если в этом есть необходимость.

Во втором случае следует или увеличить пологость откоса или покрыть поверхность откоса водопроницаемой пригрузкой (см. п. 3).

4) Деформации грунта в области дренажа, при входе фильтрационного потока в дренаж, рис. 12, а — $J_{\text{вх}}$ (пунктиром показан трубчатый дренаж).

В этом случае, при недостаточных размерах призмы трубчатого дренажа и толщины наклонного дренажа, а также сосредоточенных градиентов входа фильтрационного потока в дренаж, а в некоторых случаях от неправильно (или не совсем тщательно) запроектированного (подобранного) первого слоя фильтра, возможен вынос грунта тела плотины и грунта основания в призму дренажа, что может вызвать недопустимую просадку и его заиливание (кольматаж), а в некоторых случаях выход из строя.

В данном случае размер призмы (трубчатого) дренажа, толщина слоя (слоев) наклонного дренажа и гранулометрический состав первого слоя фильтра должны быть запроектированы таким образом, чтобы исключались указанные деформации (см. п. 3.6).

5) Деформации грунта земляных откосов от воздействия волн на откос (рис. 12, а — J_n). При накате и спаде волны на откос сооружения, имеющий каменное или железобетонное покрытие, устроенное на фильтровой подготовке, в слое фильтровой подготовки возникает пульсирующая фильтрация, от действия которой может быть нарушена проч-

ность фильтровой подготовки, а следовательно и устойчивость самого откоса.

Во избежание нежелательных последствий, запроектированная (подобранная) фильтровая подготовка должна быть проверена на условие работы при пульсирующей фильтрации, принимая во внимание ее гранулометрический состав грунта и заложение откоса данного сооружения (см. п. 3.7).

6) Деформации грунта понура, экрана, ядра. При проектировании противофильтрационных устройств в целях предотвращения нарушения фильтрационной прочности и недопустимых деформаций грунта понура, экрана, ядра, необходимо учитывать следующие:

а) толщина понура, экрана и ядра должна соответствовать гидродинамическим условиям и требованиям, предъявляемым к грунту противофильтрационных устройств;

б) грунт основания под понуром должен быть такого гранулометрического состава, при котором обеспечивалась бы фильтрационная прочность понура, а для экрана и ядра плотины с низовой стороны должен быть подобран и уложен или карьерный грунт или фильтр, гранулометрический состав которых должен обеспечивать фильтрационную прочность и устойчивость экрана и ядра.

Указанные выше условия должны учитываться, согласно п. 3.8.

7) Деформации в зоне сопряжения ядра (экрана) плотины с основанием. В зоне примыкания материала ядра (экрана) к трещиноватой скале основания, бетонной подушке или бетонной пробке (устраиваемой в русле реки) могут иметь место деформации грунта ядра (экрана) вследствие нарушения его фильтрационной прочности: контактной фильтрации, размыва грунта ядра по существующим трещинам скалы основания или трещинам, образующимся в основании в период эксплуатации сооружения.

Контактная зона сопряжения материала ядра с основанием, является слабым местом, так как при производстве работ по укладке и уплотнению грунта, особенно в узких каньонах, не всегда достигается требуемая плотность, качественная площадная цементация и пр. Поэтому сопряжению грунта ядра (экрана) плотины с основанием должно уделяться особое внимание, а намечаемые практические мероприятия должны быть эффективными (см. п. 3.9).

3.3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВ

Фильтрационные деформации грунта, сопровождающиеся нарушением его твердой фазы, вызываются, главным образом, силами гидравлического воздействия, которые и приводят к нарушению его прочности.

Определение их количественных (численных) значений, которые должны являться исходными данными и критериями при оценке материала грунта и при назначении размеров и конструктивных элементов противифльтрационных устройств, рекомендуется определять по методике, изложенной ниже.

1°. *Определение основных геофизических и расчетных характеристик грунтов.* Для определения фильтрационно-суффозионных свойств грунтов проектируемого (или осуществленного) сооружения и его основания должны быть известны их геофизические и расчетные характеристики, в состав которых должны входить:

- гранулометрический состав грунта, с указанием размеров следующих расчетных фракций: $d_{\text{мин}}$, d_2 , d_{10} , d_{17} , d_{30} , d_{100} , мм;
- объемный вес грунта $\gamma_{\text{ск}}$, г/см³;
- удельный вес частиц грунта Δ , г/см³;
- пористость, n ;
- коэффициент разнотекучести, $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$;
- коэффициент фильтрации k , см/сек.

Для связных грунтов (суглинков и глин) дополнительно:

- содержание глинистых частиц $d < 0,005$ мм, %;
- влажность (естественная), W ;
- предел текучести, W_L ;
- предел раскатывания, W_P ;
- число пластичности, W_P .

Приведенные выше характеристики грунта сооружения или его основания являются расчетными параметрами для каждого грунта, при определении его фильтрационно-суффозионных свойств (суффозии, критических градиентов суффозии; контактного размыва и пр.), должны быть обобщающими и наилучшим образом характеризовать рассматриваемый состав грунта.

2°. *Определение суффозионности (несуффозионности) грунтов и процента выноса суффозионных частиц**. Для решения вопроса, является ли данный грунт суффозионным или несуффозионным, рекомендуется следующий метод расчета.

а) По заданным параметрам (п. 3.3, 1°) исследуемого грунта определяется диаметр максимальных фильтрационных пор в грунте $d_0^{\text{макс}}$ по следующей зависимости М. П. Павчица [6]:

$$d_0^{\text{макс}} = 0,455x \sqrt[3]{\frac{n}{1-n}} d_1 \quad (22)$$

где x — коэффициент неравномерности раскладки частиц в грунте или коэффициент локальности суффозии:

$$x = 1 + 0,05\eta, \quad (23)$$

* Оценка грунта по геометрическим критериям (без учета гидродинамики фильтрационного потока, которую следует учитывать в каждом конкретном случае работы сооружения).

$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ — коэффициент разнозернистости грунта; n — пористость (в долях единицы); d_{17} — диаметр частиц, которых содержится в грунте 17% и меньше (по весу).

б) Максимальный размер частиц, которые могут быть вынесены фильтрационным потоком из данного грунта (при определенных гидродинамических условиях), определяется следующей зависимостью:

$$d_{cl}^{\max} = 0,77 d_0^{\max}. \quad (24)$$

Если окажется, что найденный по зависимости (24) максимальный размер суффозионных частиц d_{cl}^{\max} меньше минимального размера частиц грунта d_{\min} , т. е.

$$d_{cl}^{\max} < d_{\min}, \quad (25)$$

то такой грунт следует считать несущим, так как из такого грунта не могут выноситься и самые мелкие его частицы.

Если окажется, что

$$d_{cl}^{\max} > d_{\min}, \quad (26)$$

то такой грунт следует считать суффозионным. Из такого грунта могут быть вынесены все частицы, крупность которых меньше или равна d_{cl}^{\max} , если скорость фильтрации (градиент напора) будет больше критической $v_{кр} (J_{кр})$.

в) Практика показывает, что если из грунта будут вынесены самые мелкие незащемленные его частицы в количестве не более 3—5% по весу, то прочность грунта не нарушится.

Следовательно, если $d_{cl}^{\max} < 3\% (5\%)$ по весу, то такой грунт следует считать практически несущим.

г) Связные (глинистые) грунты, обладающие молекулярным сцеплением между отдельными частицами и их агрегатами, имеющие число пластичности $W_p > 5$, являются несущими.

д) Определение максимального возможного процента (%) выноса суффозионных частиц из суффозионного грунта по геометрическому критерию (без учета гидродинамических условий) производится следующим образом.

Вычисленный по зависимости (24) максимальный размер суффозионных частиц d_{cl}^{\max} находим по графику кривой гранулометрического состава грунта искомый максимальный процент выноса (на оси ординат).

е) Если два несущих грунта (п. 3.2, 1) — мелкозернистый и крупнозернистый — контактируют между собой (рис. 12, а; $J_{ср}$ — наклонная стрелка), то в таких случаях фильтрационных деформаций наблюдаться не будет, если

эти два примыкающие друг к другу грунта по гранулометрическим составам будут удовлетворять следующему условию:

$$\frac{D_0}{d_3} < 8.4, \quad (27)$$

где D_0 — средний размер диаметра фильтрационных пор крупнозернистого грунта

$$D_0 = 0.455 \sqrt[n]{\frac{n}{1-n}} D_{17}; \quad (28)$$

буквенные обозначения те же, что и в зависимости (22); d_3 — размер частиц, содержащихся в мелкозернистом грунте 3% и меньше по весу.

Если условие (27) не удовлетворяется, то в таком случае может иметь место контактная суффозия.

Для предотвращения контактной суффозии — фильтрационных деформаций — проектом должны быть предусмотрены соответствующие мероприятия (например, укладка на контакте переходного слоя грунта), обеспечивающие ее фильтрационную прочность.

3°. *Определение критических градиентов и скоростей суффозии.* В суффозионных песчано-гравийно-галечниковых (или щебеночных) грунтах будет развиваться механическая суффозия в том случае, если градиент напора или скорость фильтрации в нем будут больше критических, т. е. $J > J_{кр}$ или $v > v_{кр}$.

В таких случаях из толщи грунта (незащищенного фильтром) могут быть вынесены, при определенных гидродинамических условиях, все его суффозионные частицы d_{ci} (от d_{ci}^{max} и меньше).

Однако надо иметь в виду, что в земляных сооружениях (плотинах, перемычках и пр.), выполненных из суффозионного грунта и на основании из суффозионных грунтов, могут иметь место такие гидродинамические условия фильтрационного потока, при которых из данных суффозионных грунтов не будут выноситься даже самые мелкие его суффозионные частицы, потому что в сооружении и его основании для их выноса нет по величине градиентов напора (общих и местных) больше критических.

В таких случаях следует считать, что данные грунты по геометрическому критерию являются хотя и суффозионными, однако для данных конкретных гидродинамических условий они являются практически суффозионнопрочными, в которых не будут развиваться опасные суффозионные процессы и суффозионные деформации.

Следовательно, для того, чтобы установить степень фильтрационно-суффозионной прочности грунта (грунта сооружения или грунта основания) необходимо знать:

а) гидродинамику фильтрационного потока, который будет воздействовать на рассматриваемый грунт;

б) критические скорости или градиенты выноса, величина которых зависит, главным образом, от размера (крупности) выносимых суффозионных частиц d_{cl} (а также от коэффициента фильтрации грунта, пористости, от характера расположения суффозионных частиц в порах грунта и пр.).

Гидродинамика фильтрационного потока определяется или фильтрационными расчетами или методом ЭГДА, а определение критических скоростей или критических градиентов напора для анализируемого суффозионного грунта производится по формулам, приведенным ниже.

Критический градиент напора ($J_{кр}$) по отношению механической суффозии, при котором могут выноситься суффозионные частицы d_{cl} из толщи грунта, начиная от d_{cl}^{max} и меньше, определяется по следующей зависимости А. Н. Патрашева [6]:

$$J_{кр} = \varphi_0 d_{cl} \sqrt{\frac{n_r g}{\nu k_\phi}}, \quad (29)$$

где

$$\varphi_0 = 0,60 \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_b} - 1 \right) f_* \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right); \quad (30)$$

$$f_* = 0,82 - 1,8n_r + 0,0062(\eta_r - 5); \quad (31)$$

d_{cl} — диаметр суффозионных частиц, начиная от d_{cl}^{max} и меньше, см; n_r — пористость грунта (в долях единицы); g — ускорения силы тяжести ($g = 981 \text{ см/сек}^2$); γ_r — объемный вес (скелета) грунта, г/см³; $\gamma_b \approx 1 \text{ г/см}^3$ — объемный вес воды; ν — коэффициент кинематической вязкости воды, см²/сек; θ — угол между направлениями скорости фильтрации и силы тяжести; $\eta_r = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ — коэффициент разнозернистости грунта; k_ϕ — коэффициент фильтрации грунта, см/сек.

Если коэффициент фильтрации грунта k_ϕ неизвестен, то в таком случае он может быть определен по экспериментальной зависимости М. П. Павлича:

$$k_\phi = \frac{4\varphi_1}{\nu} \sqrt[3]{\frac{n_r^3}{(1-n_r)^2}} d_{17}^2, \quad (32)$$

где φ_1 — коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц грунта; по данным Г. Х. Праведного, рекомендуется: $\varphi_1 = 1$ для песчано-гравийно-галечниковых грунтов; $\varphi_1 = 0,35 - 0,40$ для щебеночных грунтов; d_{17} — диаметр частиц грунта, меньше которых в его составе содержится 17% по весу, см.

Подставляя в формулу (29) разные значения d_{cl} и другие параметры анализируемого грунта, представляется возможным определить величину практического градиента выноса ($J_{пр}$) для каждого заданного размера суффозионных частиц диаметром $d_{cl} < d_{cl}^{max}$, а также величину процента выноса этих частиц (3.3. п. 2°, д), для которых определено значение $J_{пр}$, что позволяет оценить степень суффозионности и фильтрационную прочность данного грунта.

Чтобы не возникало механической суффозии и нарушения прочности грунта должно быть соблюдено условие (20), т. е. действующий градиент напора в грунте J_d должен быть меньше критического градиента суффозии $J_{кр}$ для данного грунта ($J_d < J_{кр}$).

Критическая скорость суффозии. Для определения критической скорости суффозии, при которой нарушается предельное равновесие суффозионных частиц d_{ci} в грунте, следует пользоваться формулой А. Н. Патрашева [6]:

$$v_{кр} = \gamma_0 d_{ci} \sqrt{\frac{n_r g}{\gamma} k_\phi} \quad (33)$$

где буквенные обозначения те же, что и в формуле (23).

4°. *Определение критических градиентов и скоростей контактного размыва несвязных и связных (глинистых) грунтов.* Как указывалось в (3.2, п. 2) в гидротехнических сооружениях могут встречаться контакты между мелкозернистым и крупнозернистым грунтами (рис. 12, б).

На рис. 13 представлены виды контактов, которые могут иметь место в гидротехнических сооружениях и их основаниях.

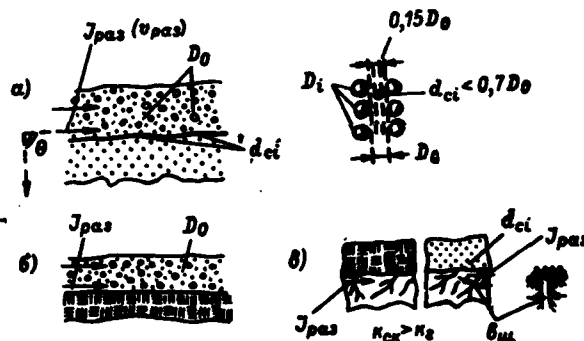


Рис. 13. Контактный размыв грунта

а — крупнозернистый грунт — мелкозернистый грунт; б — крупнозернистый грунт — глинистый грунт; в — трещиноватая скала — глинистый или мелкозернистый грунт; г — угол между направлением скорости фильтрации и силы тяжести; D_0 — средний диаметр фильтрационных пор крупнозернистого грунта; d_{ci} — диаметр (суффозионных) частиц мелкозернистого грунта, которые могут быть вынесены фильтрационным потоком при контактом размыве (при $J > J_{раз}$).

Контактирующие между собой грунты должны быть проверены на условие возможного размыва мелкозернистого (или связного) грунта фильтрационным потоком, идущим в крупнозернистом грунте или трещиноватой скале основания ($k_{ск} > k_r$).

Для этой цели сначала следует определить критический градиент контактного размыва $J_{раз}$ мелкозернистого (или связ-

ного) грунта, величина которого зависит, главным образом, от соотношения крупности фракций зерновых составов контактирующих грунтов.

Затем полученное значение (величину) $J_{раз}$ следует сравнить с конкретными гидродинамическими условиями фильтрационного потока в данном сооружении или его элементе (например, в первом слое переходной зоны ядра плотины, или в основании сооружения), чтобы установить наличие или отсутствие размыва контактной зоны и фильтрационных деформаций.

Определение величины $J_{раз}$ для несвязных и связных (глинистых) грунтов, в зависимости от крупности их зерновых составов, приводится ниже.

а) Определение критических градиентов (скоростей) контактного размыва несвязных грунтов.

Если между собой контактируются два разнородных несвязных грунта (или грунт с трещиноватой скалой), критический градиент размыва мелкозернистого грунта и размер выносимых его частиц диаметром $d_{cl} \geq 3\%$ * определяется по экспериментальной зависимости Г. Х. Праведного:

$$J_{раз} = \frac{1}{V \varphi_1} \left(2,3 + 15 \frac{d_{cl}}{D_0} \right) \frac{d_{cl}}{D_0} \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right), \quad (34)$$

причем отношение $\frac{d_{cl}}{D_0} < 0,7$, рис. 13, а; при отношении $\frac{d_{cl}}{D_0} > 0,7$ размыва и выноса фракций мелкозернистого грунта быть не может; φ_1 , d_{cl} , и θ — обозначения те же, что в формулах (30) и (32).

Средний диаметр фильтрационных пор крупнозернистого грунта D_0 определяется по зависимости (28).

При определении критического градиента размыва мелкозернистого грунта на контакте с трещиноватой скалой (рис. 13, б), в этом случае, можно пользоваться зависимостью (34); только вместо D_0 в данную зависимость (34) следует подставить значение (преобладающего размера) ширины трещин в скале b_m и $\varphi_1 = 0,35 - 0,40$.

Формула (34) справедлива в том случае, если число Рейнольдса Re , отнесенное к среднему диаметру фильтрационного хода в крупнозернистом грунте D_0 :

$$Re = \frac{k_\phi J_{раз} D_0}{\nu} < 20, \quad (35)$$

где k_ϕ — коэффициент фильтрации крупнозернистого грунта, определяется по зависимости (32), или $k_{ск}$ — коэффициент фильтрации скалы; D_0 — определяется по зависимости (28); ν — коэффициент кинематической вязкости воды.

* При выносе мелких незашемленных частиц $d_{cl} < 3\%$ прочность грунта не нарушается; поэтому величину критического градиента размыва $J_{раз}$ следует определять при выносе мелких фракций, размер которых $d_{cl} > 3\%$, т. е. $d_{cl} > d_{3\%}$.

Примечание. При $Re > 20$ формулой (34) можно пользоваться лишь для ориентировочных расчетов или $J_{раз}$ следует определять опытным путем.

Критическая размывающая скорость $v_{раз}$ на контакте: мелкозернистый грунт—крупнозернистый грунт (или трещиноватая скала) может быть определена по зависимости:

$$v_{раз} = k_{\phi} J_{раз} \quad (36)$$

где k_{ϕ} — то же, что и в зависимости (35); $J_{раз}$ — принимается по зависимости (34).

б) Определение критических градиентов контактного размыва связных (глинистых грунтов)

В тех случаях, когда могут встречаться контакты между связными (глинистым) грунтом и крупнозернистым материалом (рис. 13, б, в) или с трещиноватой скалой, связный грунт может подвергаться размыву.

Значение критического градиента размыва $J_{кр}$ при контактной фильтрации: связный (глинистый) грунт с числом пластичности $W_p \geq 5$ крупнозернистый грунт (или трещиноватая скала), может быть определено по экспериментальной зависимости Г. Х. Праведного:

$$J_{кр} = \frac{1}{\sqrt{D_0^{макс}}} - 0,75 \quad (37)$$

где $D_0^{макс}$ — в см — определяется по зависимости (22) для крупнозернистого грунта, причем $D_0^{макс} < 1,8$ см (при $D_0^{макс} > 1,8$ см будет происходить отслаивание связного грунта в порах крупнозернистого материала и размыв контакта, при $J > 0$).

Данная зависимость (37) может быть использована для определения $J_{кр}$ на контакте: связный грунт—трещиноватая скала (рис. 13, в). В этом случае вместо $D_0^{макс}$ в зависимость (37) следует подставлять максимальное значение ширины трещин в см.

3.4. Общие указания к расчетам фильтрационно-суффозионных деформаций грунтов (по 3.3, п. 2°, 3°, 4°)

На основании выполненных расчетов (3.3, п. 2°, 3°, 4°), для наглядности, результаты расчетов для каждого проанализированного грунта могут быть представлены в виде табл. 3, из которой видно:

Таблица 3

Грунт			
$d_{ст.}$ мм.	$J_{кр} (J_p)$	%, выноса	Примечание
$d_{ст.}^{макс}$	
.....	
$d_{ст.}$	>3%	

размеры диаметров суффозионных частиц от d_{cl}^{max} до $d_{cl} \leq 3\%$, критические градиенты выноса (или размыва), соответствующие данной крупности суффозионных частиц и процент выноса их.

Таким образом представляется возможным установить пределы местных критических градиентов напора механической суффозии $J_{кр}$ и контактного размыва $J_{раз}$, при которых вынос мелких фракций должен быть $d_{cl} \leq 3\%$, так как в зависимости от этого значения должны быть установлены для данного грунта допускаемые градиенты суффозии или контактного размыва (с учетом коэффициента запаса), т. е. должны быть выполнены условия (20) и (21):

$$J_{фп} \leq J_{доп} = \frac{1}{k_{зап}} J_{кр},$$

где $J_{фп}$ — градиент напора в области рассматриваемого элемента плотины или в ее основании, при котором обеспечивается фильтрационная прочность грунта; $k_{зап}$ — коэффициент запаса (который устанавливается в зависимости от категории сооружения по капитальности, опасности возникновения суффозии и пр. условий).

Данным методом можно пользоваться при определении допускаемого контролирующего градиента напора ($J_{кдоп}$) в случае неоднородного основания сооружения, образованного горизонтальным напластованием отдельных грунтов (см. 2.5, п. 5°).

В результате выполненных расчетов по методу, указанному в (3.3, п. 2°, 3°, 4°), определяется $J_{доп}$ для каждого слоя грунта, слагающего основание, и по наименьшему значению $J_{доп}$ как наиболее опасному в отношении суффозии (внутренней и на контактах) с учетом табл. 1, принимается соответствующее значение ($J_{кдоп}$).

3.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗРУШАЮЩИХ ГРАДИЕНТОВ ВЫПОРА ГРУНТА И МЕРЫ БОРЬБЫ С МЕСТНЫМ ФИЛЬТРАЦИОННЫМ ВЫПОРОМ

1°. Расчетные формулы для решения задач, связанных с выпором грунта. а) В восходящем фильтрационном потоке, под действием взвешивающих и фильтрационных сил может происходить фильтрационный выпор грунта (отрыв и перемещение некоторого объема грунта), т. е. если в какой-либо области вертикальные составляющие гидродинамических сил превысят критические значения и не будут уравновешены силами, препятствующими выпору, то в этом случае может произойти выпор грунта.

Силами, препятствующими выпору, является вес грунта основания и вес пригрузки (дренажа).

Следовательно, основной мерой борьбы с выпором грунта является пригрузка его слоем дренажного материала*.

б) В работе [3] Р. Р. Чугаевым в общем виде рассматривается выпор грунта восходящим фильтрационным потоком при наличии пригрузки по схеме, приведенной на рис. 14, где слой t подвержен действию направленных вверх фильтрационных сил f_ϕ . Чтобы не допустить выпора грунта $ab\delta\gamma$ фильтрационными силами, данный грунт должен быть пригружен слоем дренажного грунта, толщиной T .

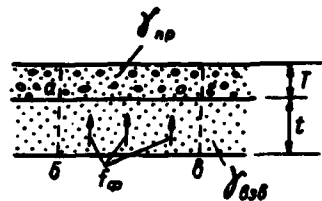


Рис. 14. Схема выпора грунта
 T — толщина слоя пригрузки; t — толщина слоя грунта, подверженного выпору.

выпора грунта следующее уравнение [3]:

$$T\gamma_{пр} + t\gamma_{взв} = k_{зап} t f_\phi \quad (38)$$

где $\gamma_{взв}$ — объемный вес взвешенного грунта; $\gamma_{пр}$ — объемный вес материала пригрузки (в сухом или во взвешенном состоянии); $k_{зап}$ — коэффициент запаса; t — толщина слоя грунта, подверженного выпору; f_ϕ — удельная фильтрационная сила, приложенная к единице объема грунта, величина которой (согласно К. Терцаги) равна:

$$f_\phi = \gamma_w J, \quad (39)$$

где γ_w — объемный вес воды; J — пьезометрический уклон (градиент напора).

Объемный вес грунта, взвешенного в воде $\gamma_{взв}$:

$$\gamma_{взв} = \gamma_{ск} - (1 - n)\gamma_w, \quad (40)$$

где $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета (сухого) грунта; n — пористость в долях единицы.

Из приведенного уравнения (38) представляется возможным определить:

а) критический градиент выпора грунта при отсутствии пригрузки;

б) выходной градиент напора при наличии пригрузки;

в) толщину слоя пригрузки в зависимости от величины выходного напора $J_{вых}$.

в) Величина критического градиента выпора $J_{кр}^2$ может быть получена из уравнения (38) в случае отсутствия пригрузки, т. е. при $T = 0$ и $k_{зап} = 1$.

При заданных условиях вместо (38) будем иметь $\gamma_{взв} = f_\phi$ или $\gamma_{взв} = \gamma_w J_{кр}$. Подставляя значения f_ϕ и $\gamma_{взв}$ из (39) и (40) и $\gamma_{ск} = \Delta(1 - n)$, после несложных преобразований, получим формулу для определения величины критического градиента

* Могут иметь место и конструктивные мероприятия, как например: разгрузочный дренаж, уположение откоса, в случае выхода кривой депрессии на его поверхность (см. ниже).

выпора $J_{кр}^*$ в слое грунта, подверженного выпору, при отсутствии пригрузки в месте выхода фильтрационного потока:

$$J_{кр}^* = \left(\frac{\Delta}{\gamma_b} - 1 \right) (1 - n), \quad (41)$$

где Δ — удельный вес частиц грунта; γ_b — объемный вес воды; n — пористость грунта в долях единицы.

Данной формуле (41) соответствуют формула К. Терцаги, а также Е. А. Замарина* $J_{кр} = \left(\frac{\Delta}{\gamma_b} - 1 \right) (1 - n) + 0,5n$, но без последнего члена.

При определении $J_{кр}^*$ для мелкозернистых песчаных грунтов, имеющих средний размер частиц $d_{50} = 0,07 - 0,20$ мм, в формулу (41), как показали эксперименты, следует ввести поправочный коэффициент α :

$$J_{кр}^* = \left(\frac{\Delta}{\gamma_b} - 1 \right) (1 - n) \alpha, \quad (41')$$

где $\alpha = 0,90 - 0,95$.

г) Для определения величины выходного градиента напора $J_{вых}$, при наличии пригрузки толщиной слоя T , расчетная зависимость может быть получена из уравнения (38).

Принимая $k_{зап} = 1$, а также учитывая, что $\frac{\gamma_{взв}}{\gamma_b} = J_{кр}^*$ и решая уравнение (38) относительно $J_{вых}$, получим:

$$J_{вых} = \frac{T}{t} \frac{\gamma_{взв}}{\gamma_b} + J_{кр}^*, \quad (42)$$

где буквенные обозначения те же, что в уравнении (38).

Из приведенной зависимости (42) следует, что необходимость в пригрузке грунта основания в месте выхода фильтрационного потока требуется в том случае, когда $J_{вых} > J_{кр}^*$, где $J_{кр}^*$ — критический градиент выпора для данного грунта основания, значение которого определяется по зависимости (41) или (41').

д) Толщина слоя пригрузки T , с учетом коэффициента запаса $k_{зап}$, может быть определена из зависимости (42):

$$T = t (J_{вых} - J_{кр}^*) \frac{\gamma_b}{\gamma_{взв}} k_{зап}, \quad (43)$$

где коэффициент запаса рекомендуется принимать $k_{зап} = 1,2 - 1,5$.

Зависимости (38) — (43) могут быть использованы для решения задач, связанных

а) с определением длины подземного контура плотин;

* Замарин Е. А. Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями, изд. ВНИИХИ, 1931, 112 с. с илл.

б) с определением критических градиентов выпора для грунтов основания и тела плотины;

в) с определением толщины пригрузки (при $J_{\text{вых}} > J_{\text{кр}}^a$) для области грунта, подверженного выпору и пр.

Ниже предлагаются методы решения этих задач, применительно к гидротехническим сооружениям.

2°. Меры борьбы с местным фильтрационным выпором

а) Выпор грунта при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф (рис. 15 и 16)

Выпор грунта может появиться за пределами подземного контура сооружения, при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф, где должен располагаться дренаж, выполняющий одновременно и роль пригрузки грунта основания (рис. 15).

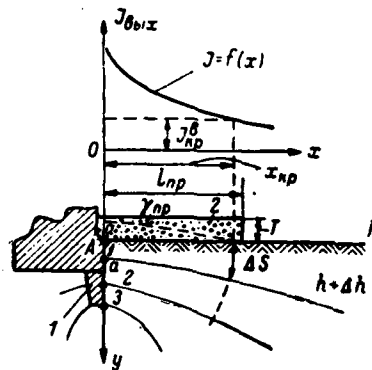


Рис. 15. К определению толщины пригрузки T

1 — выходной фрагмент подземного контура сооружения; 2 — пригрузка; A и $A + \Delta h$ — линии равных напоров; y — расчетная вертикаль для построения эпюры градиентов $J_y = f(y)$; $J_{\text{вых}} = f(x)$ — эпюра выходных градиентов; $J_{\text{кр}}^a$ — критический градиент выпора для грунта основания (при отсутствии пригрузки); $L_{\text{пр}}$ — длина пригрузки.

Проверку грунта на выпор в области нижнего бьефа следует выполнять при условии, если максимальный выходной градиент напора в нижнем бьефе $J_{\text{вых}} > 0,60 - 0,70$ [2].

При максимальном значении выходного градиента напора в нижнем бьефе:

$$J_{\text{вых}}^{\text{макс}} > J_{\text{кр}}^a \quad (44)$$

где $J_{\text{кр}}^a$ — критический градиент выпора для данного грунта основания, величина которого определяется по зависимости (41) или (41'), следует предусматривать соответствующие мероприятия по предотвращению этого нежелательного явления.

При исследовании фильтрации (например методом ЭГДА) в теле и основании земляной или бетонной плотины строится эпюра выходных градиентов напора, как показано на рис. 15 и 16.

В целях выявления максимальных значений выходных градиентов напора, эпюры выходных градиентов следует строить для области грунта основания, прилегающей возможно ближе к линии поверхности дна нижнего бьефа.

Эпюры выходных градиентов дают возможность оценить прочность и устойчивость основания сооружения.

1. Определение толщины и длины пригрузки

На рис. 15 приведен выходной фрагмент подземного контура сооружения с линиями равных напоров и эпюрой выходных градиентов $J_{\text{вых}} = f(x)$.

На рис. 16 приведем:

- а) низовой клин земляной плотины с дренажной призмой, линиями равных напоров и эпюрой выходных градиентов;
- б) низовой клин земляной плотины с наклонным дренажом и отводящей канавой.

Для решения вопроса о толщине пригрузки в области выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, где возможен выпор грунта (при $J_{\text{вых}} > J_{\text{кр}}^n$), необходимо иметь гидродинамическую сетку фильтрации, при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф, и эпюру выходных градиентов $J_{\text{вых}} = f(x)$, как показано на рис. 15.

На выходном фрагменте подземного контура сооружения, через его конечную точку проводится расчетная вертикаль „у“ (рис. 15). На этой расчетной вертикали строится эпюра распределения градиентов в точках пересечения расчетной вертикали „у“ с линиями равных напоров (1, 2, 3...).

На рис. 17 представлена эпюра $J_y = f(y)$, полученная на расчетной вертикали „у“, где по вертикальной оси „у“ отложены расстояния от поверхности нижнего бьефа (от точки А) y_1, y_2 и y_3 , соответствующие заглублениям точек 1, 2 и 3 (рис. 15), а по оси J_y соответствующие этим точкам 1, 2 и 3 градиенты напора J_{y1}, J_{y2} и J_{y3} , полученные как соотношения

$$J_{y1} = \frac{\Delta h}{y_1} \dots$$

В результате получаем на расчетной вертикали „у“ эпюру распределения градиентов напора $J_y = f(y)$.

Затем по зависимости (41) или (41') определяется величина критического градиента выпора $J_{\text{кр}}^n$ для данного конкретного грунта основания.

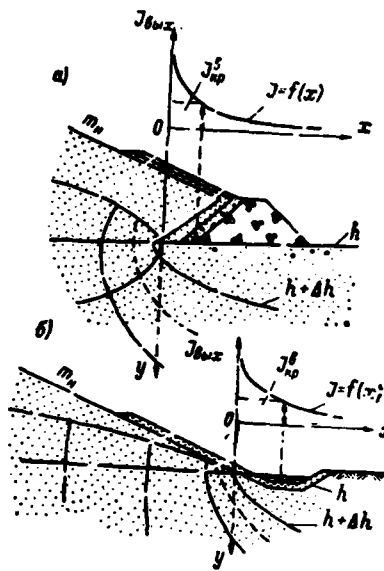


Рис. 16. К определению выпора грунта
а — низовой клин земляной плотины с дренажной призмой с показанием линий равных напоров и эпюры выходных градиентов, б — то же с наклонным дренажом и отводящей дренажной канавой.

По полученному значению $J_{кр}^*$ и эпюре градиентов $J_y = f(y)$, рис. 17, определяется толщина слоя t , соответствующая критической глубине зоны выпора $y_{кр}^*$, где градиент напора равен $J_{кр}^*$.

Зная величину t , по формуле (43) определяется толщина слоя пригрузки

$$T = t (J_{вых} - J_{кр}^*) \frac{\gamma_a}{\gamma_{пр}} k_{зап}.$$

где $\gamma_{пр}$ — объемный вес пригрузки может быть в сухом или во взвешенном состоянии (в некоторых случаях бетонные плиты); $k_{зап} = 1,2 - 1,5$.

Длина пригрузки $l_{пр}$ (рис. 15) может быть определена по эпюре выходных градиентов напора $J_{вых} = f(x)$.

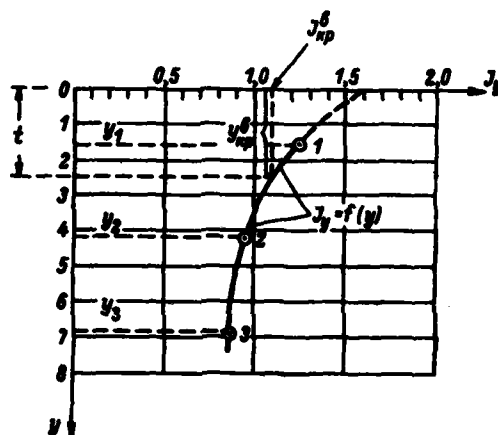


Рис. 17. Эпюра $J_y = f(y)$ на расчетной вертикали y^* (для определения толщины слоя t , соответствующего глубине зоны выпора)

1, 2, 3 — точки пересечения расчетной вертикали y^* с линиями равных напоров (рис. 15); y_1, y_2, y_3 — соответствующие заглубления точек 1, 2, 3 от поверхности нижнего бьефа.

Зная величину $J_{кр}^*$, значение которого, как указывалось выше, определяется по зависимости (41) или (41') для данного грунта основания, на эпюре $J_{вых} = f(x)$ откладывается его значение и определяется в масштабе $x_{кр}$ по оси x .

Длина пригрузки от водонепроницаемой части выходного фрагмента сооружения в направлении оси x с учетом коэффициента запаса ($k_{зап}$) будет:

$$l_{пр} = k_{зап} x_{кр}. \quad (45)$$

Следует отметить, что в зависимости от состава грунта основания, гранулометрический состав пригрузки

в зоне контакта с грунтом основания должен быть подобран по принципу обратного фильтра (рис. 15):

а) Для защищаемого связного (глинистого) грунта основания с числом пластичности $W_p > 3 - 5$, гранулометрический состав материала пригрузки (в зоне контакта) должен удовлетворять следующему условию:

$$D_0^{\text{макс}} < D_0^p = \sqrt{\frac{0,34}{0,5J_{\text{вых}}}} = \frac{0,82}{\sqrt{J_{\text{вых}}}}, \text{ см.} \quad (46)$$

где $D_0^{\text{макс}}$ — максимальный диаметр пор пригрузки, определяется по зависимости (22); $J_{\text{вых}}$ — градиент выпора, при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф (рис. 17).

б) Для защищаемого несвязного (сыпучего) грунта основания гранулометрический состав материала пригрузки (в зоне контакта) должен удовлетворять условию непросыпаемости [6].

2. Разгрузочный дренаж

В 3.2 п. 3 отмечалось, что в практике гидротехнического строительства может иметь место такой вариант, когда плотина располагается на относительно тонком слое глинистого или маловодопроницаемого грунта, а под ним залегает слой грунта с относительно большей водопроницаемостью, рис. 12,а: слой I — глинистый, слой II — песчаный. В этом случае, под действием фильтрационного потока может произойти местный фильтрационный выпор на поверхности дна нижнего бьефа относительно тонкого маловодопроницаемого слоя грунта — I, рис. 12,а и 18.

Глинистый слой грунта (2) в нижнем бьефе (рис. 18) будет подвержен выпору с достаточно большим значением градиента напора.

Действительно, если пренебречь потерями напора в песчаном слое II на ширине подошвы плотины (рис. 12,а), то действующий напор на сооружение распределится на слой глинистого грунта: на вход — в верхнем бьефе и выход — в нижний бьеф. Причем, на каждом из этих участков будет теряться величина напора, равная примерно $0,5Z$.

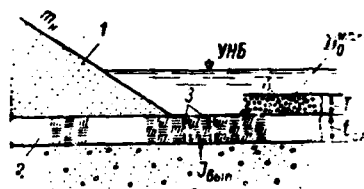


Рис. 18. К выпору грунта в нижний бьеф

1 — тело плотины; 2 — тонкий слой глины, толщиной $t_{\text{сл}}$; 3 — разгрузочный дренаж; 4 — слой пригрузки, толщиной T ; $D^{\text{макс}}$ — максимальный размер фильтрационных пор материала пригрузки.

Следовательно, глинистый слой грунта толщиной t_{cl} в нижнем бьефе будет иметь градиент выпора

$$J_{\text{вып}} \approx \frac{0,5Z^*}{t_{cl}}, \quad (47)$$

где Z — напор на сооружение.

В данном случае, для предотвращения недопустимого явления выпора, необходимо в области нижнего бьефа устроить вертикальный разгрузочный дренаж, как показано на рис. 18**.

При наличии такого дренажа в нижнем бьефе практически снимаются выходные градиенты напора, тем самым исключается опасность выпора грунта.

Примечание. Диаметр и конструкция разгрузочных скважин вертикального дренажа, их размещение (шаг) определяются по результатам фильтрационных исследований, с учетом гидрогеологических и других условий.

б) Выпор грунта при выходе фильтрационного потока на откос

В случае отсутствия дренажа на низовом клине плотины, или в случае, когда дренаж низового клина плотины закольматировался (или засорился при стекании воды по откосу), кривая депрессии может выклиниваться на поверхность низового откоса плотины, рис. 19. При этом в зоне „В“ под действием фильтрационных сил может произойти местный фильтра-

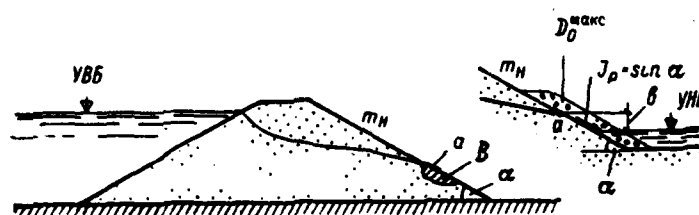


Рис. 19. Выпор грунта при выходе кривой депрессии на откос
а — точка выхода кривой депрессии на откос; „В“ — зона местного фильтрационного выпора; α — угол наклона низового откоса к горизонту; $m_n = \text{ctg } \alpha$ — коэффициент низового откоса; $D_0^{\text{макс}}$ — максимальный размер фильтрационных пор материала пригрузки.

ционный выпор грунта, в результате которого будет нарушена прочность и устойчивость низового откоса.

Грунт в области „В“ следует считать устойчивым, если удовлетворяется следующее неравенство [3]:

* $J_{\text{вып}}$ принимается по результатам фильтрационных исследований (расчетов), а для ориентировочно-приближенных расчетов по формуле (47).

** Устройство пригрузки в данном случае, при наличии значительных по величине выходных градиентов напора, является нецелесообразным, так как ее толщина может достигать нескольких метров.

$$m_n > \frac{2}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad (48)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

Если неравенство (48) не удовлетворяется, то в этом случае для обеспечения устойчивости откоса (грунта в области В', рис. 19) необходимо:

1) или увеличить пологость низового откоса, т. е. уменьшить α — угол наклона низового откоса к горизонту;

2) или покрыть поверхность откоса слоем водопроницаемой пригрузки (рис. 19).

При этом гранулометрический состав пригрузки (D_0 или D_0^{\max}) должен быть таким, чтобы удовлетворялось следующее условие:

$$J_p < \frac{1}{k_{\text{зап}}} J_{\text{раз}}, \quad (49)$$

где $J_p = \sin \alpha$ — максимальный расчетный градиент напора (рис. 18); $k_{\text{зап}} = 1,10 - 1,20$ — коэффициент запаса; $J_{\text{раз}}$ — критический градиент размыва мелкозернистого или связного грунта на контакте с крупнозернистым материалом, определяется: а) для несвязных грунтов по формуле (34); б) для связных грунтов по зависимости (37), см. 3.3, п. 4°.

Условие (49) должно удовлетворяться и при назначении гранулометрического состава первого слоя фильтра для наклонного дренажа низового откоса плотины.

3.6. НОРМАЛЬНАЯ (МЕСТНАЯ) ФИЛЬТРАЦИОННАЯ ПРОЧНОСТЬ ГРУНТА В ОБЛАСТИ ТРУБЧАТОГО ДРЕНАЖА

Трубчатый дренаж устраивается, главным образом, на пойменных участках плотины, когда за дренажем отсутствует вода нижнего бьефа. В зависимости от местоположения трубчатого дренажа по отношению к оси плотины, а также его способности „оттягивать“ на себя кривую депрессии, в области дренажа могут быть сосредоточены значительные по величине входные градиенты напора.

Если грунт основания или тела плотины является суффозионным, то благодаря значительным по величине входным градиентам напора, в области дренажа могут возникнуть суффозионные явления, в результате которых может быть вынос из толщи грунта основания и тела плотины суффозионных фракций в дренажную призму, что может вызвать недопустимые просадки и кольматация дренажа.

При не тщательно подобранном фильтре в области дренажной призмы произойдет кольматация грунта, что может вызвать нарушение работы дренажа — подъем кривой депрессии и высачивание фильтрационного потока на откос.

В целях предотвращения указанных выше нежелательных явлений, кроме правильно подобранного состава фильтров [6], должны быть и правильно намечены соответствующие разме-

ры дренажной призмы, от размера которой зависит величина входных градиентов напора в дренаж, нормальная работа дренажа и исключаются указанные выше нежелательные деформации.

Величина входного градиента напора в дренажную призму зависит от фильтрационного расхода, поступающего в дренаж, коэффициента фильтрации грунта основания или тела плотины и от площади живого сечения фильтрационного потока, при входе его в дренажную призму (рис. 20).

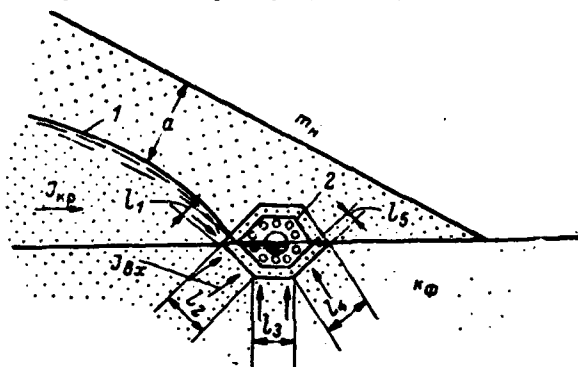


Рис. 20. Трубчатый дренаж

1—кривая депрессии; a —наибольшая глубина промерзания; 2—дренажная призма; $l_1+l_2+l_3+l_4+l_5=L$ —сочетанный периметр дренажной призмы; $k_ф$ —коэффициент фильтрации грунта основания.

Полагая, что в области дренажа фильтрация происходит при одномерном течении, тогда эта зависимость может быть выражена по закону Дарси:

$$J_{вх} = \frac{Q}{k_ф \omega}, \quad (50)$$

где Q —фильтрационный расход, $м^3/сек$; $k_ф$ —коэффициент фильтрации грунта основания или тела плотины, $м/сек$; ω —площадь живого сечения фильтрационного потока, входящего в дренаж и отнесенная к 1 пог. м дренажа; $\omega = 1L = 1(l_1+l_2+l_3+l_4+l_5)$, где $L = l_1+l_2+l_3+l_4+l_5$ —сочетанный периметр дренажной призмы (рис. 20), от размера которого, главным образом, зависит величина входного градиента напора $J_{вх}$.

Чтобы не происходило указанных выше деформаций грунта в области дренажа, размеры дренажной призмы должны быть такими, чтобы входной градиент напора $J_{вх}$ был бы меньше или равен допустимому, т. е. должно удовлетворяться основное условие (20):

$$J_{вх} < J_{доп} = \frac{1}{k_{зап}} J_{кр}$$

где $k_{зап} = 1,10 - 1,20$ —коэффициент запаса; $J_{кр}$ —критический градиент напора для данного грунта основания, определяется по формуле (29), причем $d_{cl} < d_{3\%}$.

Примечания: 1. При несущих грунтах тела и основания плотины, величина входного градиента напора в дренажную призму должна быть $J_{вх} < 0,70 - 0,75$.

2. Приведенные выше рекомендации могут быть использованы для расчета дренажных канав, дренажных призм и др.

3.7. ДЕФОРМАЦИЯ ВЕРХОВЫХ ОТКОСОВ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОЛН

Наиболее распространенными типами покрытия откосов от волнового воздействия в настоящее время являются покрытия, образованные монолитными армированными плитами большого размера в плане (10×10 или 20×20 м) или покрытия из сборных плит (соединенных между собой шарнирно), размерами в плане от $1,5 \times 1,5$ до $5,0 \times 5,0$ м, уложенными на сплошной фильтровой подготовке.

Кроме того, широко распространены покрытия из каменной наброски. Каменная наброска также располагается на слое сплошной фильтровой подготовки (рис. 21).

При накате и спаде волны на откос в слое фильтровой подготовки возникает пульсирующая фильтрация, от действия которой может быть нарушена прочность грунта откоса плотины; верхового покрытия и, как следствие, устойчивость самого откоса.

Во избежание нежелательных последствий, запроектированная или подобранная из карьерных или искусственно получаемых грунтов фильтровая подготовка должна быть проверена на контактный размыв верхового откоса плотины, при условии пульсирующего режима продольной фильтрации (от наката и спада волны) в слое фильтровой подготовки.

Фильтровая подготовка будет надежно защищать от контактного размыва откос плотины, при пульсирующем режиме продольной фильтрации в том случае, если будет удовлетворяться следующее условие:

$$\text{где } J_n^p < 0,75 J_{кр} \quad (51)$$

где J_n^p — расчетный градиент напора при пульсирующем режиме фильтрации:

$$J_n^p = k_n J_{кр} \quad (52)$$

где k_n — коэффициент, учитывающий пульсирующий режим продольной фильтрации (по отношению к размывающему градиенту напора, при равно-

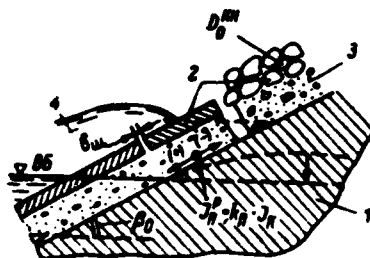


Рис. 21. К вопросу деформации верховых откосов от воздействия волн
1—тело плотины; 2—верховое покрытие откоса (каменное или железобетонными плитами); 3—слой фильтровой подготовки; 4—накат волны; 5—угол наклона верхового откоса к горизонту; $J_n^p = k_n J_{кр}$ —расчетный градиент напора при пульсирующем режиме фильтрации.

мерной установившейся продольной фильтрации): $k_n=1,13-1,50$ (для расчетов рекомендуется среднее значение $k_n=1,35$); J_k — градиент в слое фильтровой подготовки на контакте с грунтом тела плотины:

$$J_k = \sin \beta_0 \quad (53)$$

где β_0 — угол наклона верхового откоса к горизонту (рис. 21).

Значение J_{kr} определяется:

а) для несвязного грунта тела плотины по зависимости (34);

б) для связного грунта тела плотины по зависимости (37).

Если условие (51) не удовлетворяется, тогда следует изменить гранулометрический состав фильтровой подготовки (в сторону уменьшения его крупности).

Примечание. Фильтрационно-суффозионная прочность самой фильтровой подготовки может быть проверена по методу, указанному в 3.3, п. 3°.

3.8. ФИЛЬТРАЦИОННАЯ ПРОЧНОСТЬ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ УСТРОЙСТВ: ПОНУРА, ЭКРАНА, ЯДРА ПЛОТИНЫ

Противофильтрационные устройства в теле плотины устраиваются с целью:

а) уменьшить фильтрационный расход воды, поступающей в нижний бьеф;

б) снизить кривую депрессии в низовой части плотины для увеличения устойчивости низового откоса плотины;

в) уменьшить пьезометрические уклоны фильтрационного потока в теле плотины для повышения ее общей (казуальной) и местной (нормальной) фильтрационной прочности.

Особенно в тех случаях, когда грунт, из которого отсыпается плотина, является суффозионным. В этом случае создание противофильтрационных устройств является обязательным.

Однако противофильтрационные устройства (понур, экран, ядро) будут выполнять свою положительную роль в том случае, если будет обеспечена их фильтрационная прочность, т.е. в процессе эксплуатации не будет происходить отслаивания агрегатов частиц связного грунта или грунта экрана (ядра) в поры грунта призмы плотины или первого слоя фильтра при данных конкретных гидродинамических условиях и контактируемых крупнозернистых грунтах.

В данном случае следует по гранулометрическому составу контактируемых крупнозернистых грунтов (подстилающих понур или грунтов, контактируемых с экраном, ядром призмы плотины или фильтров) назначать (или проверять) размеры (толщину) противофильтрационных устройств.

Фильтрационная прочность связного грунта с числом пластичности $W_n \geq 5$ понура, экрана, ядра будет обеспечена в том случае, если при принятых размерах (толщине) будут удовлетворяться приведенные ниже условия:

а) Для понура

$$J_n = \frac{h_0}{\delta_n} < J_p, \quad (54)$$

где J_n — максимальный контролирующий градиент напора для грунта понура, определяется как указано в 2.5, п. 4^о, рис. 9; h_0 — потеря напора на длине всего основания понура (см. 2.5, п. 4^о), рис. 22; δ_n — толщина действительного понура; J_p — допустимый расчетный градиент напора подстилающего слоя грунта под понуром:

$$J_p = \frac{1}{\varphi} \left[\frac{0,34}{(D_0^{\max})^2} - 1 \right]. \quad (55)$$

Значение коэффициента φ

$D_0^{\max}, \text{ см}$	$\geq 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,583
φ	0,50	0,46	0,42	0,32	0,18	0,08	0

D_0^{\max} — максимальный размер фильтрационных пор подстилающего понур грунта (рис. 22), определяется по зависимости (22); причем $D_0^{\max} < 0,583 \text{ см}$.

Если условие (54) не удовлетворяется, то в таком случае или должна быть увеличена толщина понура δ_n , или под

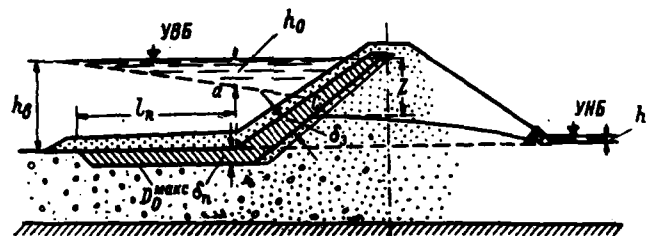


Рис. 22. К расчету фильтрационной прочности понура, экрана:
 h_0 — потеря напора на длине всего основания понура; δ_n — толщина действительного понура; Z — напор, действующий на плотине; $\delta_э$ — толщина экрана (ниже точки .С.); D_0^{\max} — подстилающий грунт, имеющий максимальный размер пор D_0^{\max} .

понура должен быть уложен дополнительный подстилающий слой грунта толщиной $0,3 \div 0,5 \text{ м}$ с меньшим значением D_0^{\max} , т. е. по крупности более мелкого гранулометрического состава.

б) Для экрана

$$J_э = \frac{Z}{\delta_э} < J_p, \quad (56)$$

где $J_э$ — градиент напора, действующий на экран; Z — напор, действующий на плотине; $\delta_э$ — толщина экрана (ниже точки .С., указанной на рис. 22)

В случае отсутствия воды в нижнем бьефе (точка „С“ лежит на поверхности основания), величина градиента напора, действующего на экран, принимается:

$$J_0' = \frac{h_0}{\delta_0'} \quad (57)$$

где h_0 — глубина воды в верхнем бьефе (рис. 22); δ_0' — толщина экрана по низу (нормально к оси экрана). $D_0^{\text{макс}}$, входящее в формулу (55), может быть отнесено к грунту призмы плотины, при отсутствии фильтра с низовой стороны экрана, или к грунту первого слоя фильтра, при наличии такового.

в) Для ядра

$$J_n = \text{tg } \alpha \leq J_p \quad (58)$$

где J_n — максимальный градиент напора ядра плотины на уровне воды нижнего бьефа; α — угол наклона низовой грани ядра к горизонту (см. рис. 12, б). J_p — определяется по формуле (55), где $D_0^{\text{макс}}$ — максимальный размер фильтрационных пор грунта тела плотины (при отсутствии фильтра) или грунта первого слоя фильтра.

В зависимости от напора на сооружение Z может быть определена требуемая по условиям фильтрационной прочности толщина глинистого экрана (ядра) плотины δ по зависимости:

$$\delta = \frac{Z}{J_p} \quad (59)$$

где Z — напор, действующий на сооружение; J_p — определяется по формуле (55).

Окончательное решение вопроса о толщине глинистого экрана (ядра) должно решаться путем сравнительных технико-экономических расчетов в каждом конкретном случае, с учетом всех требований, предъявляемых к экранам (ядрам).

3.9. ФИЛЬТРАЦИОННАЯ ПРОЧНОСТЬ ГРУНТА ЯДРА (ЭКРАНА) В ЗОНЕ КОНТАКТА (ПРИ СОПРЯЖЕНИИ) СО СКАЛОЙ ОСНОВАНИЯ

В практике гидротехнического строительства особое внимание должно быть обращено на сопряжение материала ядра (экрана) с основанием, которое может быть выполнено в виде бетонной подушки, бетонной пробки (в русле реки), и естественной трещиноватой скалой (зацементированной или незацементированной).

В зоне примыкания, т. е. на контакте материала ядра (экрана) с основанием, при неблагоприятных условиях [некачественной (недоуплотненной) укладке грунта ядра или экрана, образовании трещин и пр.] может иметь место усиленная контактная фильтрация (см. рис. 12, б; J_n), в результате которой будет происходить нарушение прочности материала ядра или экрана, что может привести к нежелательным последствиям.

В целях обеспечения фильтрационной прочности материала ядра (экрана) в зоне примыкания со скалой основания, бетон-

ной подушкой, бетонной пробкой необходимо из того же материала ядра (экрана) подобрать более качественный состав. Поэтому, при назначении „зоны гранулометрического состава грунта ядра (экрана) плотины, пригодного для укладки в примыкании с основанием“ (рис. 23, „Зоны П“), необходимо, чтобы

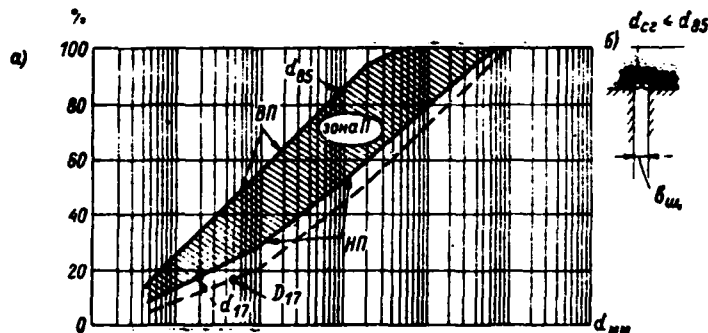


Рис. 23. К вопросу сопряжения материала ядра (экрана) с основанием

а—„Зона П“—„Зона гранулометрического состава грунта ядра (экрана) плотины, пригодного для укладки в примыкании с основанием“; В. П.—верхний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“; Н. П.—нижний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“; --- (пунктир)—нижний предел гранулометрического состава грунта, укладываемого в ядро плотины (не в зоне контакта); d_{17} , d_{10} —диаметр фракций грунта нижнего предела „Зоны П“ и укладываемого в ядро плотины (вне контакта с основанием); d_{85} —расчетный размер фракций грунта В. П. „Зоны П“; б—схема трещины в скальном (или бетонном) основании; $\delta_{ш}$ —ширина щели (трещины).

этот запроектированный или подобранный гранулометрический состав материала ядра (экрана) удовлетворял бы двум основным условиям:

1. Нижний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“ (рис. 23, а: Н.П.), уложенного в недоуплотненном состоянии (что может иметь место в зоне контакта в производственных условиях), по водопроницаемости должен быть меньше, чем уплотненный грунт (вне зоны контакта) тела ядра или экрана плотины. Нижний предел грунта „Зоны П“ по своему гранулометрическому составу должен быть более мелкого зернового состава, чем грунт нижнего предела ядра плотины (рис. 23, а; пунктир), укладываемый в его толщу, т. е. по водопроницаемости должно удовлетворяться следующее условие:

$$\frac{k_{я}}{k_{н.п.}} \approx 2-5, \quad (60)$$

где $k_{н.п.}$ — коэффициент фильтрации грунта нижнего предела „Зоны П“ при минимальном объемном весе (на пределе пластичности W_L).

Причем минимальный объемный вес грунта $\gamma_{ск}$ в зоне контакта должен быть:

$$\gamma_{ск}' > \frac{\Delta}{1 + e_T}, \quad (61)$$

где Δ — удельный вес частиц грунта ($г/см^3$); e_T — коэффициент пористости на границе текучести W_T :

$$e_T = \frac{\Delta W_T}{100 \gamma_w}, \quad (62)$$

где γ_w — объемный вес воды $\approx 1 г/см^3$.

Для ориентировочных расчетов условие (60) может быть представлено в следующем виде (рис. 23, а):

$$\frac{D_{17(n)}^2}{d_{17(n, n)}^2} \approx 2-5, \quad (63)$$

где $d_{17(n, n)}$ — диаметр фракций грунта нижнего предела „Зоны П“. $D_{17(n)}$ — диаметр фракций нижнего предела грунта, укладываемого в толщу ядра плотины.

II. Гранулометрический состав материала ядра верхнего предела „Зоны П“ (рис. 23) должен назначаться с таким расчетом, чтобы обеспечивалась его неразмываемость по существующим трещинам или ожидаемым в процессе эксплуатации сооружения.

Это условие выражается следующей зависимостью:

$$d_{85(n, n)} > 0,55 b_{щ}, \quad (64)$$

откуда

$$b_{щ} < 1,8 d_{85(n, n)}, \quad (65)$$

где $d_{85(n, n)}$ — диаметр фракций грунта верхнего предела „Зоны П“ (рис. 23, а и б); $b_{щ}$ — преобладающий размер раскрытия трещин в скале основания и в бетонной подушке (пробке).

Следовательно, верхний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“, предназначенного для укладки в контактную зону, должен назначаться исходя из условий трещиноватости скалы основания (преобладающего размера существующих трещин) или с учетом возможного трещинообразования в период эксплуатации сооружения.

Кроме того, для получения наилучшего сопряжения грунта ядра с поверхностью основания, в зоне контакта следует укладывать грунт ядра „методом отсыпки грунта в воду“.

Ширина контактного слоя у примыкания к основанию должна быть по нормам к поверхности 3—4 м.

При укладке „насухо“ грунт ядра плотины в зоне контакта должен укладываться с повышенной влажностью, против оптимальной на 2—4%.

При выполнении указанных выше условий, обеспечивается надежное сопряжение грунта ядра плотины с основанием, т. е. обеспечивается фильтрационная прочность грунта ядра (экрана) плотины в зоне примыкания с трещиноватой скалой основания, с бетонной подушкой и с бетонной пробкой.

РАЗДЕЛ IV. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕСТНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННО-СУФФОЗИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ТЕЛА ПЛОТИНЫ И ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

Пример 1. Однородная плотина намыта из песка основания — слой I. В основании плотины залегает песчаный слой—I и песчано-гравелистый слой—II; рис. 12, а, область А.

Требуется определить:

- а) суффозионность (несуффозионность) грунта тела плотины и грунтов основания;
- б) критический градиент суффозии, допустимый;
- в) размывающие градиенты напора в зоне контактов.

Состав грунтов

а) Грунт тела плотины и I слоя основания:
 $d_{\min} = 0,01 \text{ мм}$; $d_2 = 0,02 \text{ мм}$; $d_{10} = 0,10 \text{ мм}$; $d_{17} = 0,14 \text{ мм}$; $d_{60} = 1,0 \text{ мм}$;
 $d_{\max} = 3,0 \text{ мм}$; объемный вес $\gamma_{ск} = 1,77 \text{ г/см}^3$; коэффициент разнотерности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 10$; пористость $n = 0,33$; коэффициент фильтрации $k_{\phi} = 0,012 \text{ см/сек}$.

б) Грунт II слоя основания:
 $D_{\min} = 0,20 \text{ мм}$; $D_{10} = 0,31 \text{ мм}$; $D_{17} = 0,44 \text{ мм}$; $D_{60} = 3,0 \text{ мм}$; $D_{\max} = 20,0 \text{ мм}$;
коэффициент разнотерности $\eta_{II} = 9,7$; пористость $n_{II} = 0,33$; коэффициент фильтрации $k_{\phi} = 0,12 \text{ см/сек}$.

1) Определяем суффозионность грунта тела плотины и грунта I слоя основания (тело плотины намыто из грунта основания I слоя).

По зависимости (22) определяем диаметр максимальных фильтрационных пор в грунте

$$d_0^{\max} = 0,455 \sqrt[3]{\frac{n}{1-n}} d_{17} = 0,455 \cdot 1,50 \sqrt[3]{\frac{0,33}{1-0,33}} 0,14 \approx 0,07 \text{ мм.}$$

Коэффициент неравномерности раскладки частиц в грунте или коэффициент локальности суффозии α определяется по формуле (23):

$$\alpha = 1 + 0,05\eta = 1 + 0,05 \cdot 10 = 1,50.$$

Максимальную крупность частиц, которые могут быть вынесены из грунта, определяем по формуле (24):

$$d_{cl}^{\max} = 0,77 d_0^{\max} = 0,77 \cdot 0,07 = 0,054 \text{ мм.}$$

В данном грунте частиц, меньших 0,054 мм, содержится 8% (> 3%), следовательно данный грунт следует считать суффозионным.

2) Определим значение критического градиента суффозии, при котором могут быть вынесены из грунта суффозионные частицы (d_{cl}), начиная от d_{cl}^{\max} и меньше ($d_{cl} < 3\%$).

Значение критического градиента суффозии определяется по зависимости (29)

$$J_{кр} = \varphi_0 d_{cl} \sqrt{\frac{n g}{\gamma k_{\phi}}}, \quad (29)$$

где φ_0 — коэффициент критической скорости, определяется по формуле (30):

$$\varphi_0 = 0,60 \left(\frac{\gamma_{ск}}{\gamma_{в}} - 1 \right) f_* \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right) = 0,60 \left(\frac{1,77}{1} - 1 \right) 0,26 \sin \left(30^\circ + \frac{90^\circ}{8} \right) = 0,079;$$

$$\gamma_{ск} = 1,77 \text{ г/см}^3; \quad \gamma_{в} \approx 1 \text{ г/см}^3; \quad \theta \approx 90^\circ;$$

$$f_* = 0,82 - 1,8n + 0,0062 (\gamma_1 - 5) = 0,82 - 1,8 \cdot 0,33 + 0,0062 (10 - 5) = 0,26.$$

После подстановки значений в (29), получим

$$J_{кр} = 0,079 d_{cl} \sqrt{\frac{0,33 \cdot 981}{0,01 \cdot 0,012}} = 127 d_{cl};$$

$$J_{кр} = 127 d_{cl}. \quad (29')$$

Подставляя значения d_{cl} в (29'), от $d_{cl}^{макс}$ и меньше, получим значение критического градиента суффозии для каждого размера суффозионных частиц (по которым может быть определен % выноса).

а) Если подставить в (29') $d_{cl}^{макс} = 0,054 \text{ мм} = 0,0054 \text{ см}$, то получим:

$$J_{кр} = 127 \cdot 0,0054 \approx 0,70,$$

т. е. для выноса частиц $d_{cl}^{макс} = 0,054 \text{ мм}$ (8%) потребуется градиент напора $J \geq 0,70$.

б) Для определения градиента напора, при котором не нарушается прочность грунта, в (29') следует подставить $d_{cl} \leq 3\%$, т. е. $d_{cl} = d_s = 0,02 \text{ мм} = 0,002 \text{ см}$.

После подстановки получим:

$$J_{кр} = 127 \cdot 0,002 = 0,254.$$

Следовательно, для того, чтобы в данном грунте тела плотины и в I слое основания не возникала бы опасная механическая суффозия, допустимый градиент напора в нем, с учетом коэффициента запаса (k_s), должен быть:

$$J_{доп} < \frac{1}{k_s} J_{кр} = \frac{1}{1,10} 0,254 = 0,23.$$

При проверке тела плотины и основания на казуальную (общую) фильтрационную прочность грунта, допустимый контролирующий градиент напора (J_n), определяемый по табл. 1 и 2 должен быть больше или равен допустимому, т. е.

$$(J_n)_{доп} > J_{доп}. \quad (a)$$

3) Определяем суффозионность II слоя грунта основания.

По зависимости (22) определяем диаметр максимальных фильтрационных пор в грунте

$$D_0^{\max} = 0,455 \cdot 1,49 \sqrt[4]{9,7} \frac{0,33}{1-0,33} 0,44 = 0,22 \text{ мм};$$

$$\lambda = 1 + 0,05 \sqrt[4]{9,7} = 1 + 0,05 \cdot 9,7 = 1,49.$$

Максимальная крупность частиц, которые могут быть вынесены из данного грунта, определим по формуле (24):

$$d_{cl}^{\max} = 0,77 D_0^{\max} = 0,77 \cdot 0,22 = 0,17 \text{ мм}.$$

Согласно зависимости (25), если максимальный размер суффозионных частиц d_{cl}^{\max} меньше минимального размера частиц грунта D^{\min} , что имеем в данном случае, т. е.

$$d_{cl}^{\max} < D^{\min} (0,17 \text{ мм} < 0,20 \text{ мм}),$$

то данный грунт (II слоя основания) является несуффозионным. Из его состава не могут быть вынесены даже самые мелкие его частицы при любом значении градиента напора.

Следовательно, фильтрационная прочность его, в отношении механической суффозии, будет обеспечена при любых гидродинамических условиях.

4) Определение размывающих градиентов напора в зоне контактов. В данном примере принято — грунт тела плотный и I слой грунта основания одинаковы. Следовательно, контактная фильтрация будет иметь место между I и II слоями основания (рис. 12, а, область А).

Критический градиент контактного размыва несвязных грунтов определяется по зависимости (34):

$$J_{\text{раз}} = \frac{1}{\varphi_1} \left(2,3 + 15 \frac{d_{cl}}{D_0} \right) \frac{d_{cl}}{D_0} \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right),$$

где $\varphi_1 = 1$ — коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц; $d_{cl} = d_{2\%} = 0,02 \text{ мм}$ — размер частиц мелкозернистого грунта I слоя основания, содержащихся в нем 3% и меньше, от выноса которых прочность контактной зоны не нарушается; D_0 — средний диаметр фильтрационных пор крупнозернистого грунта II слоя основания, определяется по зависимости (28):

$$D_0 = 0,455 \sqrt[4]{\frac{n_{II}}{1-n_{II}}} \frac{0,33}{1-0,33} 0,44 = 0,14 \text{ мм};$$

θ — угол между направлениями скорости фильтрации и силы тяжести.

После подстановки значений в (34), получим:

$$J_{\text{раз}} = \frac{1}{1} \left(2,3 + 15 \frac{0,02}{0,14} \right) \frac{0,02}{0,14} \sin \left(30^\circ + \frac{90^\circ}{8} \right) = 0,42.$$

Допустимый размывающий градиент напора, с учетом коэффициента запаса, будет:

$$(J_{\text{раз}})_{\text{доп}} = \frac{1}{k_{3,II}} J_p = \frac{1}{1,10} 0,42 = 0,38.$$

Из приведенных расчетов следует, что за расчетный допустимый контролирующий градиент напора для данного случая следует принять минимальный градиент суффозии по зависимости (а), т. е.

$$(J_k)_{\text{доп}} \leq J_{\text{доп}} = 0,23.$$

Пример 2. Плотина имеет трубчатый дренаж (рис. 12, а и рис. 20). Требуется определить для данного типа дренажа размеры дренажной призмы, если грунт тела и основания плотины имеет физические характеристики, принятые в примере 1.

В п. 3.6 сказано: чтобы не происходило деформаций грунта в области дренажа, размеры дренажной призмы должны быть такими, чтобы входной градиент напора $J_{\text{вх}}$ был бы меньше или равен допустимому, т. е.

$$J_{\text{вх}} \leq J_{\text{доп}} = \frac{1}{k_{\text{зап}}} J_{\text{кр}}. \quad (20)$$

Из примера 1 имеем $J_{\text{доп}} = \frac{1}{k_{\text{зап}}} J_{\text{кр}} = 0,23$, следовательно $J_{\text{вх}} \leq 0,23$.

Для определения размеров дренажной призмы, из формулы (50) следует определить ω — площадь живого сечения фильтрационного потока, входящего в дренажную призму и отнесенную к 1 пог. м дренажа (рис. 20);

$$\omega = 1 \cdot L = \frac{Q}{k_{\text{ф}} J_{\text{вх}}}. \quad (6)$$

Расчетные данные:

- фильтрационный расход в дренаж $Q = 0,093 \text{ л/сек} = 8,0 \text{ м}^3/\text{сут.}$,
- коэффициент фильтрации грунта тела (и основания) плотины $k_{\text{ф}} = 0,012 \text{ см/сек} = 10,4 \text{ м/сут.}$;
- входной градиент напора должен быть меньше или равен допустимому, принимаем $J_{\text{вх}} = J_{\text{доп}} = 0,23$.

После подстановки значений в (6) получим (рис. 20):

$$\omega = 1 \cdot L = \frac{Q}{k_{\text{ф}} J_{\text{вх}}} = \frac{8,0}{10,4 \cdot 0,23} = 3,35 \text{ м}^2.$$

откуда

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 = 3,35 \text{ м.}$$

При данном размере смоченного периметра дренажной призмы, входной градиент $J_{\text{вх}}$ будет равен допустимому $J_{\text{доп}}$.

Отдельные размеры дренажной призмы по рис. 20 могут быть назначены:

$$\begin{aligned} l_1 &= 0,10 \text{ м} \\ l_2 &= 1,20 \text{ м} \\ l_3 &= 1,00 \text{ м} \\ l_4 &= 1,20 \text{ м} \\ l_5 &= 0,10 \text{ м} \\ \hline L &= 3,60 \text{ м.} \end{aligned}$$

Пример 3. Бетонная плотина расположена на песчаном основании, имеющем следующие основные физические характеристики грунта:

- объемный вес сухого грунта $\gamma_{ск} = 1,77 \text{ г см}^3$;
- пористость $n = 0,33$;
- удельный вес материала частиц грунта $\Delta = 2,65 \text{ г см}^3$;
- напор на плотину $Z = 20 \text{ м}$.

На рис. 15 приведен выходной фрагмент подземного контура плотины с линиями равных напоров и эпюрой выходных градиентов напора $J_{вых} = f(x)$. Линии равных напоров построены через $0,1Z$.

Максимальное значение выходного градиента напора в нижний бьеф (согласно фильтрационным исследованиям) соответствует значению $J_{вых} \approx 1,58$.

Требуется определить:

а) критический градиент выпора для данного грунта основания;

б) толщину и длину пригрузки в области выхода фильтрационного потока в нижний бьеф.

Для решения указанных выше вопросов следует пользоваться указаниями, приведенными в п. 3.5, 2°(1).

1. Определение критического градиента выпора $J_{кр}^a$ для данного грунта основания при отсутствии пригрузки в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф.

Критический градиент выпора определяется по зависимости (41):

$$J_{кр}^a = \left(\frac{\Delta}{\gamma_a} - 1 \right) (1 - n) = \left(\frac{2,65}{1} - 1 \right) (1 - 0,33) = 1,10;$$

где $\Delta = 2,65 \text{ г см}^3$; $\gamma_a \approx 1,0 \text{ г см}^3$; $n = 0,33$.

Значение $J_{вых} > J_{кр}^a$ ($1,58 > 1,10$). В таком случае должна быть устроена пригрузка в область выхода фильтрационного потока в нижний бьеф.

2. Определение толщины и длины пригрузки. Толщина слоя пригрузки T определяется по формуле (43):

$$T = t (J_{вых} - J_{кр}^a) \frac{\gamma_a}{\gamma_{пр}} k_{зап}.$$

Определим значения, входящие в формулу (43).

t — толщина слоя грунта основания, соответствующая критической глубине зоны выпора, определяется по приведенной в п. 3.5, 2°(1) методике.

На выходном фрагменте подземного контура сооружения, через его конечную точку проводится расчетная вертикаль „у“, как показано на рис. 15.

На этой расчетной вертикали строится эпюра распределения градиентов $J = f(y)$ по точкам пересечения расчетной вертикали „у“ с линиями равных напоров (точки 1, 2, 3...).

Для приведенного примера по рис. 15, расстояния по вертикали от поверхности нижнего бьефа (от точки А), соответствующие заглублениям точек 1, 2, 3..., напоры и градиенты будут:

$$y_1 = 1,6 \text{ м} \rightarrow \Delta h_{y_1} = 2 \text{ м} \rightarrow J_{y_1} = 1,25$$

$$y_2 = 4,2 \text{ м} \rightarrow \Delta h_{y_2} = 4 \text{ м} \rightarrow J_{y_2} = 0,96$$

$$y_3 = 6,8 \text{ м} \rightarrow \Delta h_{y_3} = 6 \text{ м} \rightarrow J_{y_3} = 0,88.$$

По полученным данным строится эпюра $J_y = f(y)$, как показано на рис. 17.

По полученному значению $J_{кр}^* = 1,10$, отложенному по оси J_y (рис. 17) определяется толщина слоя $t = y_{кр}^*$.

В данном случае $t = 2,50 \text{ м}$; $J_{вых} = 1,58$; $J_{кр}^* = 1,10$; $\gamma_s \approx 1 \text{ т м}^3$; $\gamma_{пр} = 1,80 \text{ т м}^3$ (объемный вес материала пригрузки); $k_{зан} = 1,50$.

После подстановки значений в (43) получим толщину слоя пригрузки

$$T = 2,50(1,58 - 1,10) \frac{1}{1,80} 1,50 = 1,0 \text{ м}.$$

Длина пригрузки $b_{пр}$ определяется по эпюре выходных градиентов $J_{вых} = f(x)$.

Зная $J_{кр} = 1,10$, находим на линии $J_{вых} = f(x)$ точку, соответствующую $J_{кр} = 1,10$, и в масштабе определяем $x_{кр} = 3 \text{ м}$, с учетом $k_{зан} = 1,5$, получим

$$l_{пр} = k_{зан} x_{кр} = 1,5 \cdot 3 = 4,5 \text{ м}.$$

Примечания: 1. Материал пригрузки может быть в сухом или во взвешенном состоянии (при наличии воды в НБ).

2. Материал пригрузки в зоне контакта с грунтом основания должен укладываться по принципу обратного фильтра.

Пример 4. В основании плотины (рис. 12, а, область Б; рис. 18) залегает относительно тонкий глинистый (I) слой грунта толщиной $t_{сг} = 4 \text{ м}$. Второй слой (II) песчано-гравелистый. Действующий на плотину напор $Z = (\nabla \text{УВБ} - \nabla \text{УНБ}) = 20 \text{ м}$.

В данном случае требуется:

а) проверить слой глинистого грунта основания в области нижнего бьефа на местный фильтрационный выпор;

б) наметить соответствующие мероприятия, обеспечивающие фильтрационную прочность грунта основания при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф.

1. Определяем действующий градиент выпора в нижнем бьефе на слой глинистого грунта толщиной $t_{сг} = 4 \text{ м}$ по приближенной зависимости (47)

$$J_{вып} \approx \frac{0,5Z}{t_{сг}} = \frac{0,5 \cdot 20}{4} = 2,5.$$

Для данного глинистого грунта основания критический градиент выпора (при отсутствии пригрузки) будет:

$$J_{\text{кр}}^{\text{в}} = \left(\frac{\Delta}{\gamma_{\text{в}}} - 1 \right) (1 - n) = \left(\frac{2,72}{1} - 1 \right) (1 - 0,37) = 1,08,$$

где $\Delta = 2,72 \text{ г/см}^3$ — удельный вес частиц глинистого грунта; $\gamma_{\text{в}} \approx 1 \text{ г/см}^3$ — объемный вес воды; $n = 0,37$ — пористость глинистого грунта.

Из сопоставления градиентов, имеем:

$$J_{\text{вып}} > J_{\text{кр}}^{\text{в}} \quad (2,5 > 1,08),$$

что указывает на необходимость защиты глинистого грунта от выпора в области нижнего бьефа.

2. Выбор мероприятий для обеспечения фильтрационной прочности грунта основания в области нижнего бьефа.

Для обеспечения фильтрационной прочности глинистого грунта основания в нижнем бьефе могут быть намечены два варианта мероприятий (рис. 18):

1) пригрузка слоем более крупнозернистого грунта, соответствующей толщины и длины;

2) устройство вертикального разгрузочного дренажа.

В данном случае, при градиенте выпора $J_{\text{вып}} = 2,5$, требуется толщина слоя пригрузки (при $\gamma_{\text{пр}} = 1,75 \text{ т/м}^3$ и $n = 0,34$), при отсутствии воды в нижнем бьефе:

$$T = t_{\text{сл}} (J_{\text{вып}} - J_{\text{кр}}^{\text{в}}) \frac{\gamma_{\text{в}}}{\gamma_{\text{пр}}} k_{\text{зап}} = 4 (2,5 - 1,08) \frac{1}{1,75} \cdot 1,5 = 5 \text{ м.}$$

При наличии воды в нижнем бьефе, когда материал пригрузки взвешен, т. е. при

$$\gamma_{\text{пр}}^{\text{вн}} = \gamma_{\text{ск}} - (1 - n) \gamma_{\text{в}} = 1,75 - (1 - 0,34) \cdot 1 = 1,09 \text{ т/м}^3$$

толщина пригрузки

$$T = 4 (2,50 - 1,08) \frac{1}{1,09} \cdot 1,5 = 7,8 \text{ м.}$$

Очевидно, в данном случае потребуется устройство вертикального разгрузочного дренажа (рис. 18).

Окончательное решение может быть принято в результате технико-экономического сравнения вариантов.

Пример 5. Каменно-земляная плотина с суглинистым ядром устраивается в узком каньоне на трещиноватой скале основания, рис. 12, б.

Требуется, в целях обеспечения фильтрационной прочности материала ядра в зоне примыкания с трещиноватой скалой основания, подобрать из материала ядра более качественный состав грунта для укладки его в контактную зону.

На рис. 23 представлена "Зона гранулометрического состава материала ядра плотины", очерченная снизу пунктиром и сверху сплошной линией (ВП).

Содержание глинистых частиц $d < 0,005$ мм колеблется в пределах от 5 до 15%.

Максимальные фракции:

- а) нижний предел зоны (пунктир)—100 мм;
- б) верхний предел зоны—6 мм.

Преобладающий размер ширины трещин скалы основания составляет $b_{\text{ш}} = 1,5$ мм.

Для подбора из того же состава материала ядра более качественного его состава, пригодного для укладки в зоне контакта с трещиноватой скалой основания, следует руководствоваться рекомендациями, приведенными в разделе 3.9.

1. Определение нижнего предела гранулометрического состава грунта „Зоны П“ (рис. 23, а, НП).

а) Минимальный объемный вес грунта $\gamma'_{\text{ск}}$, укладываемого в зону контакта должен быть:

$$\gamma'_{\text{ск}} > \frac{\Delta}{1 + e_r} \quad (61)$$

В данном случае имеем:

- удельный вес материала частиц грунта ядра $\Delta = 2,70$ г/см³;
- верхний предел пластичности $W_L = 35,5\%$;
- объемный вес воды $\gamma_w \approx 1$ г/см³.

Коэффициент пористости на пределе текучести W_L , определяется по формуле (62):

$$e_r = \frac{\Delta W_L}{100 \gamma_w} = \frac{2,70 \cdot 35,5}{100 \cdot 1} = 0,96.$$

После подстановки значений в (61), получим:

$$\gamma'_{\text{ск}} > \frac{2,70}{1 + 0,96} = 1,38 \text{ г/см}^3.$$

б) Нижний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“ должен удовлетворять условию (63):

$$\frac{D_{17(n)}}{D_{17(n, n)}} \approx 2-5.$$

где $D_{17(n)} = 0,05$ мм — диаметр фракций нижнего предела грунта, укладываемого в толщу ядра плотины (вне зоны контакта); $D_{17(n, n)} = 0,02$ мм — диаметр фракций грунта нижнего предела „Зоны П“.

После подстановки значений в (63), получим:

$$\frac{0,05^2}{0,02^2} = 6,25,$$

условие (63) приблизительно удовлетворяется.

2. Определение верхнего предела гранулометрического состава грунта „Зоны П“ (рис. 23, б).

Верхний предел гранулометрического состава грунта „Зоны П“ назначается, исходя из условий трещиноватости скалы

основания (преобладающего размера ширины трещин) или ожидаемой трещиноватости (бетонной подушки, пробки) в период эксплуатации сооружения.

В данном примере преобладающий размер трещин составляет $b_{\text{ш}} = 1,5 \text{ мм}$.

Неразмываемость грунта ядра плотины по трещинам будет обеспечена в том случае, если удовлетворяется условие (65), т. е.

$$b_{\text{ш}} < 1,8d_{85(\text{в. н.})}.$$

В данном случае (рис. 23, а) $d_{85} = 0,90 \text{ мм}$, при этом размер трещин может быть:

$$b_{\text{ш}} < 1,8 \cdot 0,90 = 1,62 \text{ мм}.$$

т. е. условие (65) удовлетворяется.

Следовательно, в целях обеспечения фильтрационной прочности грунта ядра в примыкании к бортам каньона может быть рекомендован для укладки в контактную зону гранулометрический состав грунта „Зоны 17“, рис. 23, а.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительные нормы и правила (СНиП), часть II, Раздел И, Глава 4—73. М., Стройиздат, 1973, 86 с ил.
2. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). Л., Энергия, 1967, 460 с. с ил.
3. Чугаев Р. Р. Плотины из местного материала, часть первая (курс лекций). Л. ЛПИ им. М. И. Калинина, 1968, 179 с. с ил.
4. Чугаев Р. Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. М.-Л., Госэнергоиздат, 1962, 283 с. с ил.
5. Аравин В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений, изд. 2-е. М.-Л. Стройиздат, 1955, 291 с. с ил.
6. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений. ВСН 02-65.Л., Энергия, 1965, 97 с. с ил. (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева).
7. Указания по проектированию переходных зон каменно-земляных плотин. Л., Энергия, 1971, 52 с. с ил. (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева).
8. Указания по проектированию противофильтрационных устройств подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения. Л., Энергия, 1970, 45 с. с ил. (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева).
9. Праведный Г. Х., Проектирование и подбор гранулометрического состава фильтров переходных зон высоких плотин. М.-Л., Энергия, 1966, 83 с. с ил.
10. Временные указания по проектированию и подбору гранулометрического состава фильтров переходных зон, защищающих связные (глинистые) грунты ядер (экранов) высоких и сверхвысоких плотин из местных материалов. Энергия, 1966, 51 с. с ил. (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева).
11. Павич М. П. Способ определения несущих гранулометрических составов грунта.—Известия ВНИИГ, 1961, т. 68, с. 197—202.
12. Истомин В. С. Фильтрационная устойчивость грунтов, М., Госстройиздат, 1957, 295 с. с ил.
13. Жилеников В. Н. Водонепроницаемые свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин, Л., Энергия, 1968, 113 с. с ил.
14. ТУИ проектирования гидротехнических сооружений. Подземный контур плотин на скальном основании. М.-Л., Госэнергоиздат, 1958, 91 с. с ил.

СОДЕРЖАНИЕ		Стр.
Предисловие		3
РАЗДЕЛ I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ		
1.1. Область применения		5
1.2. Принятые термины и обозначения		6
РАЗДЕЛ II. РАСЧЕТ КАЗУАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ЗЕМЛЯНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ПО МЕТОДУ КОНТРОЛИРУЮЩЕГО ГРАДИЕНТА НАПОРА		
2.1. Общие положения		9
2.2. Основы расчета казуальной фильтрационной прочности. Допускае- мые контролирующие градиенты напора (J_k) _д		9
2.3. Определение J_k для тела плотины		11
1°. Однородное тело плотины		11
2°. Тело плотины с ядром или экраном		13
2.4. Определение J_k для основания плотины		14
1°. Однородное основание плотины; плотина без зуба		14
2°. Однородное основание; плотина с висющим зубом		14
3°. Однородное основание; плотина с ядром и маловодопроницаемым зубом, доходящим до водопора		15
4°. Однородное основание; плотина имеет понур		16
5°. Неоднородное основание		17
2.5. Фильтрация в теле плотины в обход зуба (не завершенного сверху ядром или экраном)		18
РАЗДЕЛ III. РАСЧЕТ НОРМАЛЬНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ТЕЛА ПЛОТИНЫ И ГРУНТА ОСНОВАНИЯ		
3.1. Общие положения		19
3.2. Основные виды фильтрационных деформаций в земляных и ка- менно-земляных плотинах		22
3.3. Методы расчета по определению фильтрационных деформаций грунтов		25
1°. Определение основных геофизических и расчетных характери- стик грунтов		26
2°. Определение суффозионности (несуффозионности) грунтов и процента выноса суффозионных частиц		26
3°. Определение критических градиентов и скоростей суффозии		28
4°. Определение критических градиентов и скоростей контактного разрыва несвязных и связных (глинистых) грунтов		30
3.4. Общие указания к расчетам фильтрационно-суффозионных дефор- маций грунтов (по 3.3 п. 2°, 3°, 4°)		32
3.5. Определение разрушающих градиентов выпора грунта и меры борьбы с местным фильтрационным выпором		33
1°. Расчетные формулы для решения задач, связанных с выпором грунта		33
2°. Меры борьбы с местным фильтрационным выпором		36
		59

а) Выпор грунта при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф (рис. 15 и 16)	36
1. Определение толщины и длины пригрузки	37
2. Разгрузочный дренаж	39
б) Выпор грунта при выходе фильтрационного потока на откос	40
3.6. Нормальная (местная) фильтрационная прочность грунта в области трубчатого дренажа	41
3.7. Деформация верхних откосов от воздействия волн	43
3.8. Фильтрационная прочность противофильтрационных устройств: понура, экрана, ядра плотины	44
3.9. Фильтрационная прочность грунта ядра (экрана) в зоне контакта (при сопряжении) со скалой основания	46
РАЗДЕЛ IV. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕСТНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННО-СУФФОЗИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ТЕЛА ПЛОТИНЫ И ГРУНТА ОСНОВАНИЯ	
Пример 1	49
Пример 2	52
Пример 3	53
Пример 4	54
Пример 5	55
Список литературы	58

**РУКОВОДСТВО ПО РАСЧЕТАМ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН
ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ**
П-12-73

Научный редактор *М. П. Павлич*

Редактор *Л. Г. Сетко*

Технический редактор *Т. М. Бовичева*

**Сдано в производство 2/УП 1974 г. Подписано к печати
6/У1 1974 г. М-08494 Формат 60х90/16
Бумага типографская № 1 Печ. л. 3,75 Уч.-изд. л. 3,85
Тираж 290 Заказ 327 Цена 36 коп.**

Ленинградское отделение издательства "Энергия", 193041, Ленинград, Марсово поле, 1.
Типография Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехники
им. Б. Е. Веденеева, 194220, Ленинград, Гжатская ул., 21.

Цена 36 коп.

- 2°. Determining the Piping Capacity (Nonpiping Capacity) of Soils and the Percent of Removal of Piping Particles
- 3°. Determining the Critical Piping Gradients and Rates
- 4°. Determining the Critical Gradients and Rates of Contact Erosion of Noncohesive and Cohesive (Clayey) Soils.
- 3.4. General Instructions for Calculating the Seepage-Piping Deformations of Soils (from 3.3, pp. 2°, 3°, 4°).
- 3.5. Determining the Destructive Heaving Gradients of the Soil and Measures to Combat Local Seepage Heaving
 - 1°. Mathematical Formulas To Solve Problems Related to Soil Heaving
 - 2°. Measures to Combat Local Seepage Heaving
 - a) Heaving of the Soil When the Seepage Flow Emerges in the Tailwater
 - 1. Determining the Thickness and Length of the Overload
 - 2. Overload Drain
 - b) Soil Heaving When the Seepage Flow Emerges on the Slope
- 3.6. Normal (Local) Seepage Strength of the Soil in the Pipe Drain Area
- 3.7. Deformation of the Upper Slopes Due To Wave Action
- 3.8. Seepage Strength of Impervious Devices: Blanket, Face Shield, Core of the Dam
- 3.9. Seepage Strength of the Soil of the Core (Face) in the Contact Zone (With Contiguity) With a Rock Foundation

PART 4. EXAMPLES OF CALCULATING LOCAL SEEPAGE-PIPING STRENGTH
OF THE SOIL OF THE EMBANKMENT OF THE DAM
AND THE SOIL OF THE FOUNDATION

- Example 1.
- Example 2.
- Example 3.
- Example 4.
- Example 5.

BIBLIOGRAPHY